

Jan Ramstedt

Hybriditeräsrakenteinen liittopalkki

Metropolia Ammattikorkeakoulu

Insinööri (AMK)

Rakennustekniikan insinööritutkinto

Insinöörityö

02.03.2018

Tekijä Otsikko	Jan Ramstedt Hybriditeräsrakenteinen liittopalkki
Sivumäärä Aika	42 sivua + 3 liitettä 02.03.2018
Tutkinto	Insinööri (AMK)
Koulutusohjelma	Rakennustekniikan insinööritutkinto
Suuntautumisvaihtoehto	Rakennesuunnittelu
Ohjaajat	Aarne Seppänen, Rakennetekniikan lehtori Ville Forsby, Projektipäällikkö Harri Onikki, Liiketoimintapäällikkö
<p>Insinöörityössä tavoitteena oli saada selvitysraportti rakennustuoteteollisuuden yritys X:lle korkealujuusteräksen käytön hyödyistä ja haitoista yrityksen liittopalkki ratkaisussa pitkällä jänneväleillä. Selvitysraportissa keskityttiin liittopalkin ja korkealujuusteräksen käytön teoriaan ja raportin tuloksien perusteella yritys lähtisi selvittämään ratkaisun kannattavuutta taloudellisesti. Tuloksien avulla yritys voisi kehittää tuotettaan eteenpäin ja tarjota uusia ratkaisuja asiakkailleen.</p> <p>Selvitysraportissa selvitettiin liittopalkin ja korkealujuusterästä sisältävän rakenteen poikkileikkauksen suunnittelussa erityisesti huomioon otettavia seikkoja. Tämä toteutettiin tutkimalla rakennusalan kirjallisuutta ja muita julkaisuja. Raporttia varten toteutettiin myös testilaskelmia hybriditeräs liittopalkeista yrityksen liittopalkkien mitoitusohjelmalla. Laskentatapauksena käytettiin yleisesti kauppakeskuksissa esiintyvää kahdentoista ja kuudentoista metrin jännevälin palkkia, johon oli tuettuna kahdeksan- tai kymmenenmetrisiä ontelolaattoja. Hybridiliittopalkissa teräspoikkileikkauksen ylä- ja alapaarteissa käytettiin S460 tai S600 -laatuja terästä ja uumissa yrityksen käyttämää normaalia S355 teräslaataa.</p> <p>Testilaskelmien tuloksista todettiin korkealujuusteräksen käytön vähentävän palkin painoa verrattuna perinteiseen ratkaisuun 5-26 prosenttia riippuen palkin korkeudesta. Korkealujuusteräksen käyttö pienensi erityisesti yläpaarteiden paksuuksia. Yläpaarteissa käytetty korkealujuusteräs lisäsi myös eniten poikkileikkauksen taivutuskestävyyttä. Ohuemmat levympaksuudet vaikuttivat poikkileikkauksien taivutusjäykkyyteen heikentävästi ja palkeissa esiintyi huomattavia taipumia, joita jouduttaisiin kompensoimaan suurilla esikorotuksilla. Korkealujuusteräksen hitsauksessa on tärkeää noudattaa teräksen tuottajan ohjeita lämmöntonin ja hitsauslisäaineiden valinnan yhteydessä. Hitsaaminen onnistuu perinteisillä hitsausmenetelmillä. Kahta eri teräslaataa toisiinsa hitsattaessa hitsauslisäaine valitaan vähemmän seostuneemman teräksen mukaan.</p> <p>Korkealujuusteräksen käytöllä palkin ylälaipassa yrityksen toivoma palkin painon väheneminen saatiin toteutettua. Mitoitusohjelmasta saatuja tuloksista tulee tarkastella kriittisesti, koska ohjelma ei ota huomioon hitsausalueilla tapahtuvaa poikkileikkauksen kestävyysalennusta.</p>	
Avainsanat	korkealujuusteräs, liittorakenne, liittopalkki

Author Title	Jan Ramstedt Hybrid Composite Beam
Number of Pages Date	42 pages + 3 appendices 2 March 2018
Degree	Bachelor of Engineering
Degree Programme	Civil Engineering
Specialisation option	Structural Engineering
Instructors	Aarne Seppänen, Senior Lecturer Ville Forsby, Project Manager Harri Onikki, Head of Business Unit
<p>The purpose of this thesis was to have a report of the pros and cons of using high strength steel in composite beams. The report focuses on the theory of designing a composite beam with high strength steel. The study was commissioned by a building product company X. Based on the results of the report the company can decide to continue research the productivity of the usage of high strength steel in their composite beam product.</p> <p>Special aspects of designing composite beams and a section including high strength steel was researched by going through literature and relevant publications. The test calculations of hybrid composite beams were made with the company's calculation software on composite beams.</p> <p>It was found out that using high strength steel will reduce the weight of the beam by five to twenty-six percent depending on the height of the beam compared to a traditional solution. Especially the usage of high strength steel in the upper flange reduced plate thicknesses and increased bending resistance of the specific section. Thinner sections caused considerable deflections to the beams and significant precambering were needed. Welding of the high strength steel is possible with traditional welding methods and should be done according to the steel supplier's instructions.</p> <p>The weight of the traditional composite beam was a problem for the company and using high strength steel would help in the matter. Results from the calculation software should be examined critically because the software did not take into account the reduction factors of high strength steel on the areas of welding.</p>	
Keywords	high strength steel, composite structure, composite beam

Sisällys

Lyhenteet

1	Johdanto	1
2	Korkealujuusteräs	1
2.1	Rakentamisessa käytettävät korkealujuusteräket	1
2.2	Valmistus	2
2.3	Korkealujuusteräksen käyttökohteet rakentamisessa	3
2.4	Korkealujuusteräs eurokoodi-standardissa	6
3	Liittopalkin suunnittelu	11
3.1	Eurokoodin standardit	11
3.2	Materiaalit	12
3.3	Poikkileikkaussuureet	13
3.3.1	Taivutusjäykkyys	13
3.3.2	Taivutusjännitys	16
3.4	Betonilaatan tehollinen leveys	17
3.5	Kuormitushistoria	19
3.6	Murtorajatarkastelu	21
3.6.1	Taivutuskestävyys	21
3.6.2	Leikkauskestävyys	24
3.6.3	Leikkausliitos	24
3.7	Käyttörajatilatarkastelu	25
3.7.1	Taipuma	25
3.7.2	Jännityksien rajoittaminen	26
4	Hybriditeräsrakenteisen koteloliittopalkin mitoitus	27
4.1	Tavoitteet	27
4.2	Lähtötiedot ja tutkittava rakenne	28
4.3	Suunnitteluperusteet	29
4.4	Kuormat	30
4.5	Liittopalkkien mitoitus	30
4.6	Tulokset	32

5	Lasketun rakenteen vertailu perinteiseen ratkaisuun	35
5.1	Kestävyys	35
5.2	Paino	36
5.3	Hitsaus	37
5.4	Materiaalien saatavuus	39
6	Yhteenveto ja johtopäätökset	40
	Lähteet	43

Liitteet

Liite 1. Taulukot liittopalkkien mitoituksien tuloksista

Liite 2. Mitoitusraportit yrityksen mitoitusohjelmasta (vain työn tilaajan käyttöön, ei sisälly kirjalliseen raporttiin)

Liite 3. Vertailulaskujen mitoitusraportit Shape-Thin-ohjelmasta

Termit ja lyhenteet

BREEAM	<i>Building research establishment's environmental assessment method.</i> Brittiläinen vihreiden kiinteistöjen luokitusjärjestelmä.
CEV	<i>Carbon equivalent.</i> Hiiliekvivalentti. Suure, jolla arvioidaan teräksen hitsattavuutta.
HSS	<i>High strength steels.</i> Korkealujuusteräs.
Hybriditeräsrakenne	Teräsrakenne, jossa käytetään useampaa eri lujuusluokan rakenneterästä.
LEED	<i>Leadership in energy and environmental design.</i> Yhdysvaltalainen, kansainvälisesti vertailukelpoinen vihreiden kiinteistöjen sertifiointijärjestelmä.
Leikkausliitos	Kahden materiaaliosan välinen rajapinta tai liittymäpinta, jolla on kyky vastustaa liittymäpintojen eri puolille kehittyviä liukumia, jotka aiheutuvat rajapinnoissa esiintyvistä muodonmuutosoista.
Myöstö	Teräksen lämpökäsittely, jonka tavoitteena on sisäisten jännitysten poistaminen tai merkittävä vähentäminen muuttamatta olennaisesti mikrorakennetta.
Päästö	Teräksen lämpökäsittely, jonka päätavoite on teräksen sitkiminen.
Rakenneteräs	Teräs, jonka hiilipitoisuus on alle 0,6 %.
Shear lag	Ilmiö, jossa laatan palkin suuntaiset kaistat eivät muutu samaan tahtiin vaan palkista kauimpana olevat osat jäävät jälkeen palkin kohdalle syntyvästä muodonmuutostilasta.

TMCP	<i>Thermomechanical control proses.</i> Termomekaaninen valsaus prosessi.
PNA	Plastinen neutraaliakseli.
Viruminen	Betonin ajasta, koostumuksesta ja jännityksestä riippuva muodonmuutosominaisuus.
HAZ	<i>Heat-Affected Zone.</i> Välittömästi hitsin vieressä oleva muutosvyöhyke, joka altistuu hitsauksessa korkealle lämpötilalle.

1 Johdanto

Tämän insinööriyön tavoite on saada selvitysraportti rakennustuoteteollisuuden yritys X:lle korkealujuusteräksen käytön teoreettisista eduista ja haitoista liikekeskuksen liittopalkkirakenteen kannatinpalkissa, jonka jänneväli on suuri. Selvitys sisältää tietoa korkealujuusteräksen käytöstä rakentamisessa ja rakennesuunnittelussa, liittopalkin suunnittelun perusteet sekä esimerkkilaskelman hybriditeräsrakenteisen liittopalkin mitoittamisesta.

Esimerkkilaskelman rakenteena on kotelopalkki, jossa korkealujuusterästä käytettäisiin profiilin ylälaipassa tai laipoissa. Laskelman teräslajina käytetään kahta eri korkealujuusterästä, S460 ja S600. Palkki kannattelee liittolaattaa ja palkin profiili on täytetty betonilla. Palkki on kuormitettu tavanomaisille liikekeskuksen palkin kuormille.

Laskennasta saatavaa rakennetta vertaillaan yrityksen perinteiseen kotelopalkki ratkaisuun, jossa käytetään S355J2+N terästä. Näin saadaan teoreettiset hyödyt ja haitat hybriditeräspalkin käytöstä liittopalkkirakenteessa. Yritys haluaa erityisesti selville, voidaanko palkin painoa saada vähennettyä korkealujuusteräksellä. Selvitysraportti ei ota kantaa rakenneratkaisun taloudellisuuteen.

Mitoitusraportit yrityksen mitoitusohjelmasta ovat vain yrityksen käyttöön.

2 Korkealujuusteräs

2.1 Rakentamisessa käytettävät korkealujuusteräokset

Rakentamisessa käytettävät korkealujuusteräokset ovat seostamattomia ja niukkaseosteisia rakenneteräksiä, joiden myötölujuus on 460–1100 MPa välillä. Korkealujuusteräs termiä on käytetty ennen myös kaikille teräksille, joiden myötölujuus on yli 355 MPa. Tässä insinööriyössä korkealujuusteräksiksi lasketaan kaikki yleisimmän S355 lujuusluokkaa lujemmat rakenneteräokset. Lujuusluokan tunnus koostuu myötölujuuden arvosta sekä sen edessä olevasta kirjaintunnuksesta S, joka tarkoittaa rakenneterästä. Korkealujuusteräksiin voidaan viitata eri lähteissä myös termeillä erikoislujat teräokset ja HSS-teräokset (*high strength steels*). (2, s. 134; 6, s. 1; 12, s. 1.)

Suurempi myötölujuus teräkselle on saavutettu seosaineiden, valssaustekniikan ja lämpökäsittelyn avulla. Korkealujuusteräokset omaavat myös korkeamman vetomurtolujuuden sekä iskutheyden kuin tavallisesti rakentamisessa käytetyt rakenneteräokset. (6, s. 1; 12, s. 1; 3, s. 34–36.)

Euroopan suunnittelustandardi teräsrakenteille EN1993 soveltuu teräslajeille, joiden myötölujuus on korkeintaan 700 MPa ja esittää lisäsääntöjä rakenteille, jotka suunnitellaan yli 460 MPa myötölujuuden omaavasta teräksestä. (13, s.1-2; 15.)

2.2 Valmistus

Korkealujuusteräokset voidaan jakaa neljään eri kategoriaan riippuen teräksen valmistustavasta. Terästyyppejä ovat kuumavalssatut teräokset (AR), normalisoidut mikrooseosteräokset (N), termomekaanisesti valssattu teräokset (M) ja nuorrutetut mikro- ja niukkaseosteiset teräokset (Q). Suluissa olevia kirjaintunnuksia käytetään suunnitelmissa, kertomaan teräksen haluttu toimitustila. (1, s. 14; 5, s. 108; 3, s. 35–36.)

Kuumavalssatuille teräksille ei ole valssauksen jälkeen tehty lämpökäsittelyjä, joten ne ovat samankaltaisia kuin tavanomaiset rakenneteräokset. Niitä voidaan hitsata ilman erityisiä toimenpiteitä aina 20–30 mm paksuuteen. Ilman lämpökäsittelyä päästään 275–450 MPa myötölujuuden omaaviin teräksiin. Yleensä näillä teräksillä jätetään pois teräslaatua ilmoittaessa tunnuskirjain AR. (1, s. 14; 3, s. 35; 14, s. 26.)

Normalisoiduilla hienoraeteräksillä myötölujuus on 275–500 MPa välillä. Teräksen myötölujuus saadaan korkeaksi mikroseostuksen avulla. Normalisoinnissa teräs kuumentaan noin 930 °C:seen ja jäähdytetään ilmalla. Näin teräksen raekoko pienenee, jonka seurauksena teräksen lujuus ja iskutheys kasvavat. Normalisoidun teräksen hiilielkvivalentti eli CEV on alle 0,40 %, joten sillä on hyvä hitsattavuus. Ainoastaan erityisen paksuja normalisoidusta teräksestä tehtyjä kappaleita hitsattaessa tarvitaan kappaleiden liitoksen esilämmitystä. (1, s. 14–15; 3, s. 35; 6, s. 6; 9, s. 1-2.)

Termomekaanisesti valssatun teräksen eli TMCP-teräksen (*thermomechanical control proses*) valmistusprosessissa teräksen lämpötilaa kontrolloidaan tarkasti, jolla pyritään saamaan rakenneteräksen mikrorakenne erittäin hienorakeiseksi. Valssauksen aikana

teräs kuumennetaan 960–1000 °C:seen, jonka jälkeen se jäähdytetään nopeasti, vesisuihkun avulla. Kuten normalisoinnissa nopealla vesijäähdytyksellä pyritään teräksen raekokoa pienentymään ja näin korottamaan teräksen lujuutta ja iskutheyttä. Termomekaanisella valssauksella teräksen myötölujuus saadaan 275–700 MPa välille. (1, s. 15; 2, s. 115–118; 3, s. 35; 6, s. 6-9.)

TMCP-teräksen CEV on pienempi kuin normalisoiduilla rakenneteräksillä, joten sen hitsattavuus on hyvä kaikilla hitsausprosesseilla. Yli 40 mm paksuja TMCP-teräskappaleita hitsattaessa tulisi liitosta esilämmittää kuitenkin 50–100 °C:seen. TMCP-teräksen lujuusominaisuudet heikkenevät, kun sitä lämmitetään yli 580 asteiseksi. Näin ollen se ei sovellu kuumamuokattavaksi mutta myöstö sallitaan TMCP-teräkselle 530–580 °C lämpötilassa. (1, s. 15; 3, s. 35–36; 6, s. 6-9.)

Nuorrutetut teräkset omaavat hyvän myötö- ja väsymislujuuden ja ovat sitkeitä. Myötölujuusalue näille teräksille on 400–1100 MPa välillä. Nuorrutuskäsittelyssä teräs normalisoidaan, jonka jälkeen se vesijäähdytetään. Jäähdytyksen jälkeen tapahtuu päästö 580–680 °C lämpötilassa, johon teräksen korkea lujuus perustuu. Teräksen karkevuutta parannetaan lisäämällä terässeokseen kromia, nikkeliä ja molybdeeniä. (1, s. 15; 2, s. 106–107; 3, s. 36; 5, s. 70–71; 6, s. 9.)

Nuorrutettujen terästen hitsattavuus on verrattain hyvä, kun teräksen myötölujuus on alle 500 MPa. Tätä korkeamman myötölujuuden omaavien nuorrutettujen terästen CEV on yli 0,40 %, jolloin niiden hitsaamisessa tulee noudattaa tiukkoja lämmöntuonti rajoituksia. (3, s. 36; 6, s.9)

2.3 Korkealujuusteräksen käyttökohteet rakentamisessa

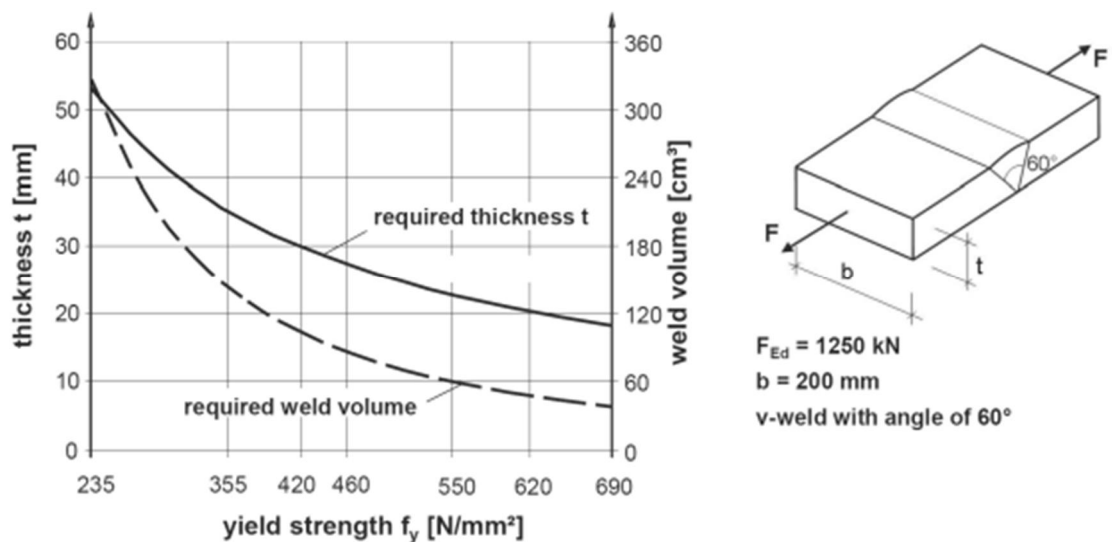
Korkealujuusteräksiä on käytetty jo useiden vuosien ajan työkalujen, lujien pulttien ja erinäisten koneiden ja ajoneuvojen rungoissa, esimerkiksi nostureissa ja laivoissa (2, s. 136; 3, s. 36). Siltarakentamisessa HSS-teräksen käytöstä on paljon kokemuksia ja myös Suomessa useissa uusissa silloissa on käytetty termomekaanisesti valssattua S420 terästä (2, s. 117–118).

Yleinen käyttökohde HSS-teräkselle on hybriditeräsrakenteinen ristikko tai hitsattu I-profiili. Hybriditeräsrakenteella tarkoitetaan rakennetta, jossa käytetään kahta eri teräslajia.

Näissä rakenteissa korkeampaa lujuutta käytetään paarteissa, joko molemmissa tai vain toisessa, ja heikompaa lujuutta uumassa. Näin saadaan rakenne kestävämpään korkeampia veto- ja puristuslujuuksia paarteissa ja vähentämään rakenteen painoa ja kokoa verrattuna esimerkiksi perinteiseen S355 teräslajista tehtyyn rakenteeseen. (12, s. 6.)

Ruotsin Tukholmassa sijaitseva noin 75 000 henkilön katsojakapasiteetin omaava monitoimistadion Friends Arena on yksi hyvä esimerkki korkealujuusteräksen käytöstä. Vuonna 2012 valmistuneen stadionin aukaistavan katon neljässä 612 metriä pitkässä ristikkorakenteessa on käytetty korkealujuusterästä ja ristikot kannattelevat 840 tonnia painavaa kattorakennetta sekä 64 tonnia painavaa videonäyttöä. Projektissa käytettiin enimmäkseen S460 terästä ja joiltakin osin vielä lujempia teräslajeja S690 ja S890. (7; 11, s. 10.)

HSS-teräksen käytöllä ristikkorakenteet on saatu kevyiksi ja taloudellisiksi sekä arkkitehtonisesti näyttäväiksi. Friends Arenan tapauksessa ristikkorakenteista tuli 15 % kevyempiä verrattuna S355 teräksestä tehtyinä sekä säästöä kustannuksissa 2,2 miljoonaa euroa. Säästöt perustuvat rakenteiden keveydestä johtuviin säästöihin kuljetuskustannuksissa sekä säästöihin konepajakustannuksissa. (7.) Säästöt konepajakustannuksissa johtuvat esimerkiksi hitsien pienemmästä määrästä verrattuna normaalin teräslujuuden omaavaan rakenteeseen (ks. kuva 1). (6, s. 3).

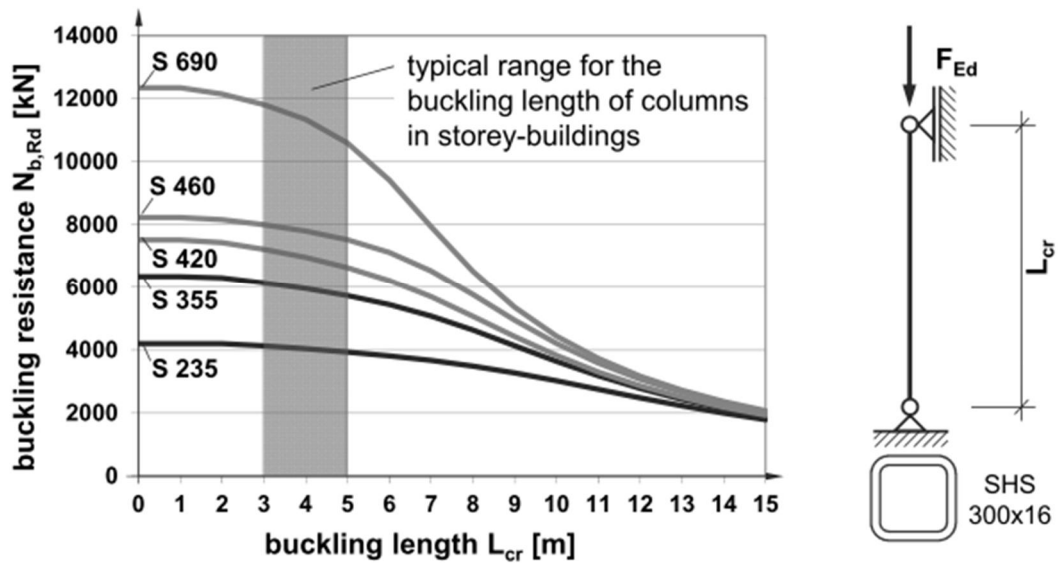


Kuva 1. Vektoroitettujen levyjen vaadittu paksuus eri teräsladuilla ja vaaditulla päittäishitsauksella (13, s. 5).

Korkealujuusteräksiä on käytetty rakennesuunnittelussa myös tapauksissa missä kattopalkkien jakoa on jouduttu suurentamaan. Näin ollen suuremman jaon kattopalkeille on tullut isompi kuorma. Kattopalkkien dimensiot on kuitenkin haluttu pitää samana kuin muidenkin palkkien, jotta huonekorkeus vastaa arkkitehdin näkemystä. Näin on päädytty korkealujuusteräksen käyttöön palkeissa, jotta palkit on saatu kestävämpään suurempaan kuormaan. (17.)

Korkealujuusrakenteet ovat myös luontoystävällisempiä ja vaikuttavat rakenteiden aiheuttamaan hiilijalanjälkeen. Rakenteiden valmistamisesta ja kuljetuksesta aiheutuvat kasvihuonekaasut ovat pienempiä verrattuna normaaleihin rakenteisiin, joten ne ovat loistava valinta, kun rakennus pyritään toteuttamaan LEED tai BREEAM -ympäristösertifikaattien mukaan. (7.)

Tulee huomioida, että korkeammalla myötölujuudella saavutetut pienemmät dimensiot ja sitä kautta kevyemmät ja hoikemmat rakenteet ovat alttiimpia taipumaan ja nurjahtamaan. Näin ollen saadut hyödyt vaativat, että rakenteen dimensiot eivät määräydy esimerkiksi nurjahduskestävyydestä tai taipuman rajoittamisesta. Korkealujuusteräkseen liittyvässä julkaisussaan Richard Stroetmann (13) esittelee kuvaajan (ks. kuva 2) 300x16 neliöputkiprofiilista tehdyn pilarin nurjahdus-kestävyydestä ($N_{b,Rd}$) eri teräslaaduilla ja nurjahduspituuksilla (L_{cr}). Kuvaajasta näkee, että eri teräslaatujen nurjahduskestävyydet lähestyvät toisiaan pitempään nurjahduspituuteen mentäessä. Stroetmann kuitenkin toteaa, että lujemmilla teräslaaduilla päästään korkeampiin nurjahduskestävyyksiin tyypillisillä monikerroksisen rakennuksen 3-5 metrin kerrokorkeuksilla ja vaadittu kestävyys saavutetaan pienemmillä profiileilla. (13, s. 5-6.)



Kuva 2. Neliöputkiprofiilista tehdyn pilarin nurjahduskestävyys eri teräslaaduilla ja nurjahduspi-tuuksilla (13, s. 6).

Yleinen ilmapiiri teräsalalla on, että HSS-teräksen käyttämisestä rakennuksien rungoissa on suuri potentiaali mitä ei vielä ole täysin pystytty käyttämään hyväksi rakenteissa pe-rinteiden, lujimpien teräslaatuojen korkeamman hinnan ja lainsäädännön takia. Näin ollen teräskonepajat tutkivat paljon korkealujuusteräksiä ja niiden käyttötapoja purkaakseen näitä esteitä. (7; 11, s.10; 13, s. 1,6.)

2.4 Korkealujuusteräs Eurokoodi-standardissa

Teräsrakenteiden suunnittelun standardi Eurokoodi 3:n osissa ilmoitetaan standardin osien soveltuvan ainoastaan S460 teräslaatuun saakka. Suunniteltaessa rakenteita tätä korkeamman myötölujuuden omaavilla teräslaaduilla tulee ottaa huomioon Eurokoodi 3:n laajennusosa EN1993-1-12. Laajennusosassa esitetään lisäsäännöt Eurokoodi 3:n muihin osiin suunniteltaessa teräslaaduilla, jotka ovat lujempia kuin S460 mutta korkein-taan S700 lujuisia. Tällä hetkellä Eurokoodi 3:a ei voida käyttää suunnittelussa tätä lu-jemmilla teräksillä. Suunnittelussa tulee ottaa myös huomioon suunniteltavan rakenteen kohdemaan kansallinen liite standardin osalle EN1993-1-12, jossa esitetään kansallisia parametreja standardin osalle. (14, s. 26; 15, s. 3-4.)

Laajennusosa EN1993-1-12 antaa suunnitellussa suositeltavia teräslajeja ja laatuluokkia taulukoissa 1 ja 2. Taulukoista suunnittelija saa nimelliset myötörlujuudet sekä arvot teräslaatuojen vetomurtolujuuksiksi. Taulukot kertovat lujuudet rakenneosan paksuuden mukaan ja voidaan todeta, että mitä paksumpia rakenneosia käytetään, sitä alemman myötörlujuuden ja vetomurtolujuuden standardi antaa. Suurimmat sallitut rakenneosan paksuudet eri terälaaduilla esitetään EN1993-1-12 taulukossa 4. (15, s. 5-6, s. 9.)

Taulukko 1. Kuumavalssatun rakenneteräksen myötörajat f_y ja vetomurtolujuuden f_u nimellisarvot EN1993-1-12 taulukossa 1 (15, s. 5).

EN 10025-6 Teräslaji ja laatuluokat	Rakenneseosan nimellinen paksuus t [mm]					
	$t \leq 50$ mm		$50 \text{ mm} < t \leq 100$ mm		$100 \text{ mm} < t \leq 150$ mm	
	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
S 500Q/QL/QL1	500	590	480	590	440	540
S 550Q/QL/QL1	550	640	530	640	490	590
S 620Q/QL/QL1	620	700	580	700	560	650
S 690Q/QL/QL1	690	770	650	760	630	710

Taulukko 2. Kuumavalssattujen sileiden tuotteiden myötörajat f_y ja vetomurtolujuuden f_u nimellisarvot EN1993-1-12 taulukossa 2 (15, s. 6).

EN 10149-2 ^{a)} Teräslaji ja laatuluokka	Rakenneseosan nimellinen paksuus t [mm]			
	$1,5 \text{ mm} \leq t \leq 8$ mm		$8 \text{ mm} < t < 16$ mm	
	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
S 500MC	500	550	500	550
S 550MC	550	600	550	600
S 600MC	600	650	600	650
S 650MC	650	700	630	700
S 700MC	700	750	680	750

^{a)} Iskuenergia todennetaan standardin EN 10149-1 kohdan 11 mukaan käyttämällä optiota 5.

Käytettäessä teräksiä, jotka eivät löydy taulukoista, tulee niiden täyttää seuraavat standardin esittämät raja-arvot:

- $f_u/f_y \geq 1,05$
- murtovenymä vähintään 10 %
- $\epsilon_u \geq 15 \cdot f_y/E$

f_u on vetomurtolujuus

f_y on myötölujuus

E on kimmokerroin

ϵ_u on kokonaistasavenymä. (15, s. 6.)

Korkealujuusteräsrakenteiden kokonaistarkastelussa tulee standardin EN1993-1-12 mukaan käyttää epälineaarista plastisuusteoriaa, jossa huomioidaan sauvojen osittainen plastisoituminen plastisilla alueilla. Standardi kieltää jatkuvaa palkkia laskiessa momenttien uudelleen jakamisen plastisuusteorian mukaan. (14, s. 41; 15, s.6.)

Laajennusosa ei esitä lisäsääntöjä rakenteen puristus- leikkaus ja taivutuskestävyyden laskemiseen, mutta vetokestävyyteen se ottaa kantaa. Nettopoikkileikkauksen vetokestävyyden mitoitusarvoa laskettaessa laajennusosa ja Suomen kansallinen liite antavat kaavat 1 ja 2:

$$N_{t.Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M12}} \quad (1)$$

$$\gamma_{M12} = \frac{f_u}{f_y} \cdot \gamma_{M0} \quad (2)$$

A_{net} on poikkileikkauksen nettopinta-ala

f_u on vetomurtolujuus

f_y on myötölujuus

γ_{M0} on poikkileikkauskestävyyden osavarmuusluku, Suomen kansallisen liitteen antama arvo on 1. (15, s. 6-7; 16, s. 62)

Laajennusosa toteaa myös, että S500-S700 terästä ei saa käyttää, kun vaaditaan hallitun plastisoitumisen periaatteen käyttöä. Tällöin plastisuusteorian mukainen vetokestävyyden mitoitusarvo $N_{pl.Rd}$ tulisi olla pienempi kuin $N_{u.Rd}$, joka on nettopoikkileikkauksen vetokestävyyden mitoitusarvo kiinnittimien reikien kohdalla. (14, s. 52; 15, s. 7.)

Korkealujuusteräksisen rakenteen nurjahdusta laskiessa laajennusosa ohjeistaa käyttämään EN1993-1-1 taulukossa 6.2 teräslajin S460 saraketta nurjahduskäyrän valinnassa. (14, s. 63; 15, s. 7.)

Teräsprofiilin poikkileikkausluokitukseen, standardin EN1993-1-1 kohdan 5.5 mukaan, korkealujuusteräksen suurempi myötölujuus vaikuttaa laskiessa myötölujuuden vaikutuksen huomioivaa kerrointa ε kaavalla 3. Kerroin esiintyy myös muunnetun hoikkuuden määrittämisessä tarvittavan hoikkuuden arvon laskennassa.

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (3)$$

ε on myötölujuuden vaikutuksen huomioiva kerroin

f_y on myötölujuus. (14, s. 45–46, s. 64.)

Suurempi myötölujuus vaikuttaa myös muunnoskerroimeen, jota käytetään väli-jäykisteettömän uuman leikkauslommahduskestävyyden tarkastelun tarpeen kertovaan laskentakaavaan 4:

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \frac{\varepsilon}{\eta} \quad (4)$$

h_w on uuman korkeus

t_w on uuman paksuus

ε on myötölujuuden vaikutuksen huomioiva kerroin

η on muunnoskerroin, joka on 1,20 S235–S460 teräslajeilla ja 1,00 S500–S700 teräslajeilla, kun teräksen lämpötila on enintään 400 °C. Teräksen lämpötilan ollessa suurempi muunnoskerroin on 1,00. (21, s. 23; 16, s. 38)

Laajennusosan EN1993-1-12 kansallinen liite antaa teräsrakenteiden liitosten suunnittelun standardiin EN1993-1-8 lisäsäännön, joka määrää yli 460 N/mm² myötölujuuden kerrottavaksi k_{HAZ} kertoimella hitsin muutosvyöhykkeellä eli toisin sanoen välittömästi hitsin vieressä. Myötölujuuden ollessa yhtä suuri tai pienempi kuin 500 N/mm² k_{HAZ} kerroin on 1,00 ja myötölujuuden ollessa 700 N/mm² k_{HAZ} kerroin on 0,85. Väliarvot interpoloidaan lineaarisesti edellä mainittujen kertoimien väliltä. (16, s. 62-63.)

Kansallisen liitteen vähennyskerroin ei ole ainut liitosten kestävyksiä laskennassa vähentävä kerroin, vaan laajennusosa esittää lisäsäännön EN1993-1-8 kohtaan 7.1.1(4). Rakenneputkien liitosta laskiessa suurempien kuin S355 teräksen kestävyysien mitoi-

tusarvoja pienennetään 10 % ja suurempien kuin S460 teräksillä 20 %. Kansallisen liitteen esittämää k_{HAZ} kerrointa ei kuitenkaan käytetä tämän lisäsäännön kanssa yhdessä. (15, s. 8; 16, s. 63; 22, s. 110.)

Hitsausliitoksissa laajennusosa sallii suurempia kuin S460 teräksiä käyttäessä alilujien lisäaineiden käytön, eli hitsauslisäaineen lujuus saa olla pienempi kuin perusaineen lujuus. Pienahitsin kestävyyttä alilujalla lisäaineella komponenttimenetelmällä laskettaessa kaavoissa 5 ja 6 käytetään f_u tilalla lisäaineen murtolujuutta f_{eu} , joka saadaan laajennusosan taulukosta 3. Läpihitsatun päittäishitsin kestävyys määritetään myös alilujan lisäaineen lujuuden mukaan.

$$[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) \quad (5)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0,9 f_u / \gamma_{M2} \quad (6)$$

σ_{\perp} on laskentapintaa vastaan kohtisuora normaalijännitys

τ_{\perp} on hitsin akselia vastaan kohtisuora leikkausjännitys (laskentapinnan tasossa)

τ_{\parallel} on hitsin akselin suuntainen leikkausjännitys (laskentapinnan tasossa)

f_u on heikoimman liitettävän osan vetomurtolujuuden nimellisarvo

β_w on korrelaatiokerroin, joka on yli S355 mutta korkeintaan S700 teräksillä 1,0

γ_{M2} on osavarmuuskertoimen, Suomessa 1,25. (14, s. 45–47; 15, s. 8)

Taulukko 3. Lisäaineiden murtolujuus f_{eu} EN1993-1-12 taulukossa 3 (15, s. 8).

Lujuusluokka	35	42	55	62	69
Murtolujuus f_{eu} N/mm ²	440	500	640	700	770

Pilarin alapään liitoksen mitoitukseen yli S460 terästen laajennusosa toteaa, että EN1993-1-8 kohtien 6.2.6.9...6.2.9.12 soveltuvat myös lujemmille teräslaaduille. Ehtoina on, että perusruihin murtuminen on määräävä selvitetessä pohjalevyn taivutuskestävyyttä liitoksen vedetyllä alueella sekä liitoksen voimat jakautuvat kimmoteorian mukaisesti kiinnittimille. Kimmoteorian mukaista voimien jakautumista käytetään myös muissa yli S460 teräsrakenteiden ruuviliitoksissa. (15, s. 7-8.)

Muita EN1993-1-12 lisäsääntöjä suurempien teräksien kuin S460 liitoksiin ovat:

- osittain jäykät liitokset eivät sovellu S460 suuremmille teräksille
- leikkausvoiman kuormittamat ruuvit, jotka ovat ylisuurissa tai pidennetyissä rei'issä, suunnitellaan kiinnitysluokka C:n mukaan
- kulmateräsvahvistetut liitokset eivät sovellu S460 suuremmille teräksille
- päällekkäisliitoksen pituussuuntaisen pienahitsien pituus saa olla enintään 50-kertainen hitsin a-mittaan nähden, ellei jännitysjakautumaa oteta huomioon. (15, s. 7-8)

3 Liittopalkin suunnittelu

3.1 Eurokoodin standardit

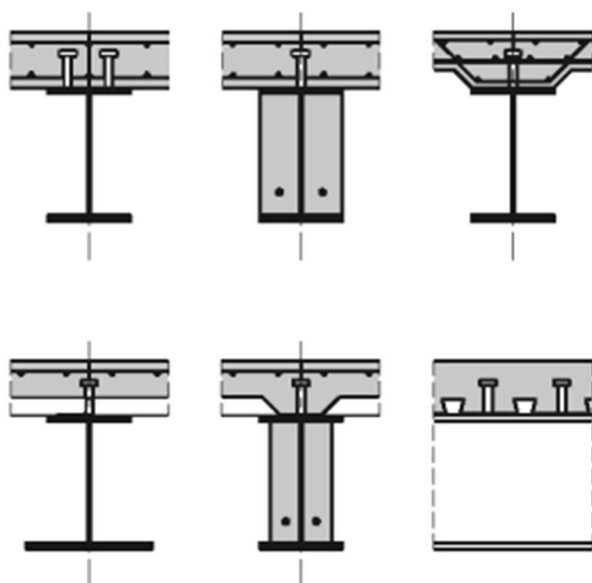
Liittorakenteiden suunnittelusäännöt löytyvät Eurokoodi 4 standardista. Standardi koostuu kolmesta osasta: yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt EN1994-1-1, rakenteiden palomitoitus EN1994-1-2 ja siltoja koskevat säännöt EN1994-2. Standardin kohdissa, joissa kansallinen valinta on sallittu, käytetään kohdemaan kansallista liitettä kyseiselle standardin osalle. (18, s. 7; 19, s. 11.)

Suomen kansallisista liitteistä Eurokoodi 4 standardin osille löytyy kansallisten parametrien lisäksi opastusta standardien liitteiden käyttöön sekä ohjeet taipuman laskemiseen ja taipumarajat liittorakenteille. (20, s. 8-9.)

Liittorakenteet koostuvat yleensä poikkileikkauksesta, jossa mekaanisesti tai muulla tavalla on liitetty yhteen betonia ja terästä. Tästä johtuen liittorakenteiden standardissa viitataan betonirakenteiden Eurokoodi 2:seen ja teräsrakenteiden Eurokoodi 3:seen. Esimerkiksi teräsprofiilin poikkileikkausluokka selvitetään Eurokoodi 3 mukaisesti. (18, s. 7, s. 97; 19, s. 14.)

EN 1994-1-1:n kohta 1.5.2.5 määrittelee liittopalkin olevan liittorakenneosa, jonka kuormitus koostuu suurimmilta osin taivutuksesta. Standardin osa antaa myös esimerkkejä tyypillisesti käytetyistä liittopalkkipoikkileikkauksista kohdassa 6.1.1 (1)P. Poikkileikkauksissa käytetään umpilaattaa tai liittolaattaa ja teräsprofiilit ovat paljaita, betonilla täysin tai osittain täytettyjä (ks. kuva 3). Standardi ei kiellä muita poikkileikkauksia käytettävän

mutta käyttää yksityiskohtien suunnittelussa kertovissa kuvissa ja säännöissä ainoastaan näitä poikkileikkauksia. (18, s. 123; 19, s. 14, s. 35.)



Kuva 3. Liittopalkkien tyypilliset poikkileikkaukset Eurokoodi 4 mukaan (19 s. 32).

3.2 Materiaalit

Liittorakenteen mitoituksessa tulee käyttää yhtä suurta tai suuremman lujuusluokan betonia kuin C20/25 tai LC20/22 mutta kuitenkin enintään C60/75 tai LC60/66 lujuusluokan betonia. Mitoitukseen tarvittavat betonin ominaisuudet löytyvät standardin EN1992-1-1 kohdasta 3.1 ja kevytbetonin samaisen standardin samaisen kohdasta 11.3. Betonin kutistuminen tulee ottaa huomioon ja se voi aiheuttaa halkeilua ja taipumaa aiheuttavia jännityksiä. Standardin EN1994-1-1 liitteessä C ilmoitetaan betonin ja kevytbetonin kutistuman arvoja laskentaa varten. Betonin raudoituksen ominaisuudet saadaan standardin EN1993-1-1. Raudoituksen kimmokertoimenä käytetään standardissa EN1993-1-1 löytyvää arvoa. (19, s. 21-22.)

Rakenneteräksen ominaisuudet löytyvät standardista EN1993-1-1 aina 460 N/mm^2 myötölujuuteen saakka. Standardi EN1994-1-1 toteaa, että 460 N/mm^2 on suurin sallittu teräs, johon standardin säännöt soveltuvat. Teräsrakenteiden suunnittelun laajennusosa teräksiin S700 asti EN1993-1-12 ei totea liittorakenteiden standardia käytettäväksi laa-

jennusosan kanssa standardin kohdassa 1.1(1) Soveltamisala. Kohdassa 1.1(2) kuitenkin todetaan, että muiden osien sääntöjä voidaan muuttaa, jotta teräslajien aina S700 asti on mahdollista käyttää. Tällöin tulee mainita, että kyseessä olevaa sääntöä ei käytetä yli 460 N/mm^2 myötölujuuden omaaville teräksille, tai esittää lisäsääntöjä. Tästä voidaan tulkita, että yli 460 N/mm^2 terästä voidaan käyttää myös liittoraketeissa edellä mainituin toimenpitein. (19, s. 22; 15, s. 4.)

3.3 Poikkileikkaus suureet

Kahta materiaalia olevan liittopalkin poikkileikkaus suureet saadaan laskettua käyttämällä liittojäykkyysskerrointa α tai muunnetun poikkileikkauksen avulla. Molemmat perustuvat yleiseen Steinerin sääntöön. Liittojäykkyysskerrointa käyttäessä pyritään saamaan selville, kuinka paljon suurempi liittorakenteen taivutusjäykkyys on verrattuna kahden eri materiaalin jäykkyyksien summaa. Muunnettua poikkileikkausta käyttäessä eri materiaalia olevat osat muutetaan samaksi materiaaliksi ja selvitetään materiaalien kimmokerroinsuhteet. Alla esitetään taivutusjäykkyyden ja -jännityksen laskenta muunnettua poikkileikkausta käyttäen. (18, s. 15-24.)

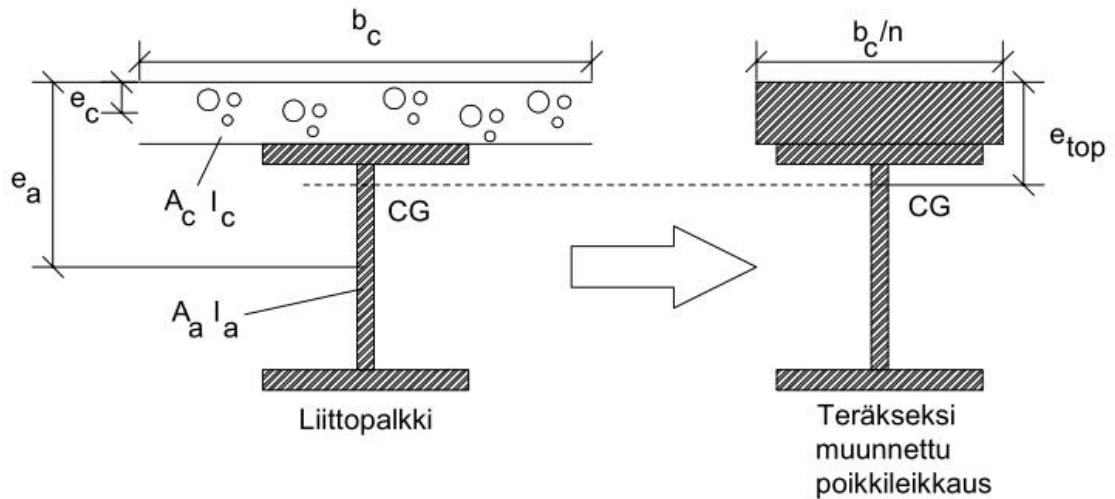
3.3.1 Taivutusjäykkyys

Liittopalkin taivutusjäykkyys EI_{com} saadaan muuttamalla kaksi eri materiaalia, teräs ja betoni, yhdeksi materiaaliksi, jonka symbolina on m-kirjain. Taivutusjäykkyys lasketaan kaavalla 7. (18, s. 18.)

$$EI_{com} = E_m * I_m \quad (7)$$

E_m on muunnettu materiaalin kimmokerroin

I_m on muunnettu jäyhyysmomentti.



Kuva 4. Liittopalkki muutetaan yhdeksi materiaaliksi. (18, s. 19)

Tarkasteltaessa kahdesta materiaalista olevaa poikkileikkausta yhtenä materiaalina tulee materiaalien kimmokertoimien suhde n määrittää kaavalla 8, jonka jälkeen voidaan ratkaista muunnetun materiaalin poikkileikkausala kaavalla 9 ja jäyhyysmomentti kaavalla 10. Kaavoissa esiintyvä kirjain a tarkoittaa terästä ja kirjain c betonia. Tässä tapauksessa koko poikkileikkaus on muunnettu teräkseksi. (18, s. 19.)

$$n = \frac{E_a}{E_c} \quad (8)$$

$$A_m = A_a + \frac{A_c}{n} \quad (9)$$

$$I_m = I_a + \frac{I_c}{n} + e_c^2 * \frac{A_c}{n} + e_a^2 * A_a - e_{top}^2 * A_m \quad (10)$$

E_a on teräksen kimmokerroin

E_c on betonin kimmokerroin

A_a on teräksen poikkileikkausala

A_c on betonin poikkileikkausala

A_m on muunnettu poikkileikkausala.

Kaavoissa e_c ja e_a ovat betoni- ja teräsosien painopisteiden etäisyyksiä poikkileikkauksen yläpinnasta. Koko poikkileikkauksen painopisteen etäisyys poikkileikkauksen yläpinnasta e_{top} saadaan kaavalla 11. (18, s. 19.)

$$e_{top} = \frac{e_c * \frac{A_c}{n} + e_a * A_a}{A_m} \quad (11)$$

Liittopalkin taivutusjäykkyys on myös mahdollista ratkaista liittojäykkyyserrointa α_i käyttäen. Tällä tavalla nähdään vaivattomasti liittorakennevaikutus taivutusjäykkyyteen verrattuna vain kahden eri materiaalin jäykkyyksien yhteen laskemiseen. (18, s. 22.)

Leskelä on teoksessaan johtanut kaavan 12 liittojäykkyyserroimen laskemiseen, joka perustuu poikkileikkauksen osien yhteistoiminnan olevan täydellistä. Näin ollen epäjatkuvuutta ei ilmene poikkileikkauksen muodonmuutosjakautumassa. (18, s. 22-24.)

$$\alpha_i = \frac{e_i^2}{(EI)_{a+c}} \frac{(EA)_a * (EA)_c}{(EA)_{a+c}} \quad (12)$$

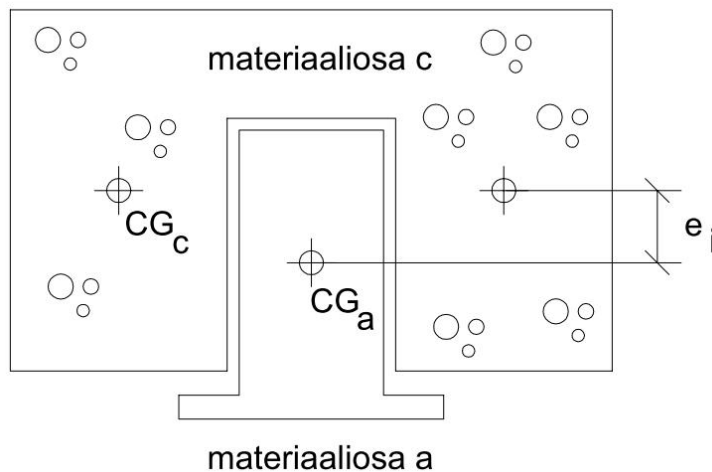
e_i on osien painopisteakselien CG_a ja CG_c välinen etäisyys

$(EA)_a$ on teräsosan aksiaalijäykkyys

$(EA)_c$ on betoniosan aksiaalijäykkyys

$(EA)_{a+c}$ on osien aksiaalijäykkyyksien summa

$(EI)_{a+c}$ on osien taivutusjäykkyyksien summa



Kuva 5. Osien painopisteakselien välinen etäisyys e_i . (18, s. 23)

Liittopalkin taivutusjäykkyys $(EI)_{com}$ saadaan ratkaistua kaavasta 13, jossa $(1+\alpha_i)$ osoittaa liittorakenteen taivutusjäykkyyden olevan suurempi kuin vain yhteen lasketut osien jäykkyydet. EN1994-1-1 mukaisissa liittopalkeissa (ks. kuva 3) taivutusjäykkyys on suurim-

malta osin teräspoikkileikkauksen taivutusjäykkyyttä, joten likimääräisen tuloksen saamiseksi on myös mahdollista käyttää taivutusjäykkyyksien summan $(EI)_{a+c}$ tilalla teräspoikkileikkauksen taivutusjäykkyyttä $(EI)_a$. (18, s. 24.)

$$(EI)_{com} = (1 + \alpha_i) * (EI)_{a+c} \quad (13)$$

Osien painopisteakselien välisen etäisyyden ollessa nolla saadaan myös liitojäykkyyshäviöksi nolla. Tällöin poikkileikkauksen taivutuskestävyys on eri materiaalien taivutusjäykkyyksien summa. Leskelä toteaa teoksessaan että, matalapalkeissa liitojäykkyyshäviö jää yleensä alle yhden ja useimmiten se on 0,5. Tällöin teräspalkin taivutusjäykkyys olisi liitorakenteena 1,5-kertainen normaaliin verrattuna. (18, s. 24.)

3.3.2 Taivutusjäännitys

Liitorakenteisen palkin taivutusjäännitykset saadaan kaavan 14 avulla, kun poikkileikkauksuuksien laskentaan on käytetty muunnettua poikkileikkausta (18, s. 21, s. 29-30).

$$\sigma_a = \frac{M}{I_m} * y_a \quad (14)$$

σ_a on teräksen taivutusjäännitys

M on taivutusmomentti

y_a on teräksen y-koordinaatti painopisteakselin suhteen.

Jos koko poikkileikkaus on muunnettu teräkseksi, saadaan kaavasta taivutusjäännitys teräkselle oikeana. Halutessa taivutusjäännityksen betonille tulee kaavasta saatu taivutusjäännitys jakaa kimmokerroinsuhteella (ks. kaava 15). (18, s. 21, s. 29-30.)

$$\sigma_c = -\frac{M}{I_m} * \frac{y_c}{n} \quad (15)$$

σ_c on betonin taivutusjäännitys

y_c on betonin y-koordinaatti painopisteakselin suhteen.

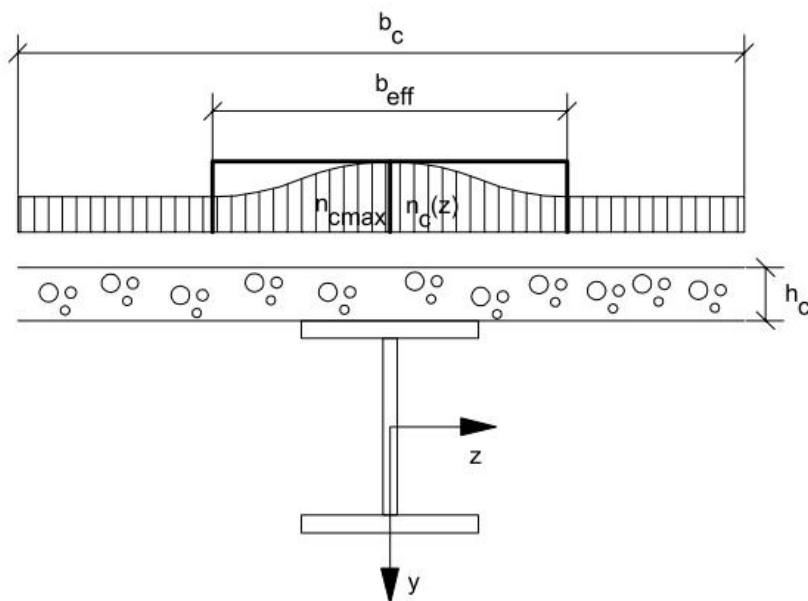
3.4 Betonilaatan tehollinen leveys

Liittopalkin päällä olevan betonilaatan puristusjännityksen resultantin on todettu pienevän mentäessä poispäin palkin uumasta. Tämä johtuu shear lag -ilmiöstä, jossa laatan palkin suuntaiset kaistat jäävät jälkeen palkin kohdalle syntymästä muodonmuutostilasta. Näin ollen laatalle tulee arvioida varmalla puolella oleva tehollinen leveys b_{eff} (ks. kaava 16) mitoitus varten. Tehollinen leveys yhdellä puolella palkkia saa olla enintään kahdeksas osa palkkien välisestä efektiivisestä jännevälillä. Efektiivisen jännevälän laskenta esitetään Eurokoodi 4-1-1 ja se perustuu laatan momenttien nollakohtiin. (18, s. 36-37; 19. s. 26.)

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} + b_0 \quad (16)$$

b_{e1}, b_{e2} on b_{eff} mitta yhdellä puolella palkkia

b_0 on mitta palkin leikkausliittimien välillä



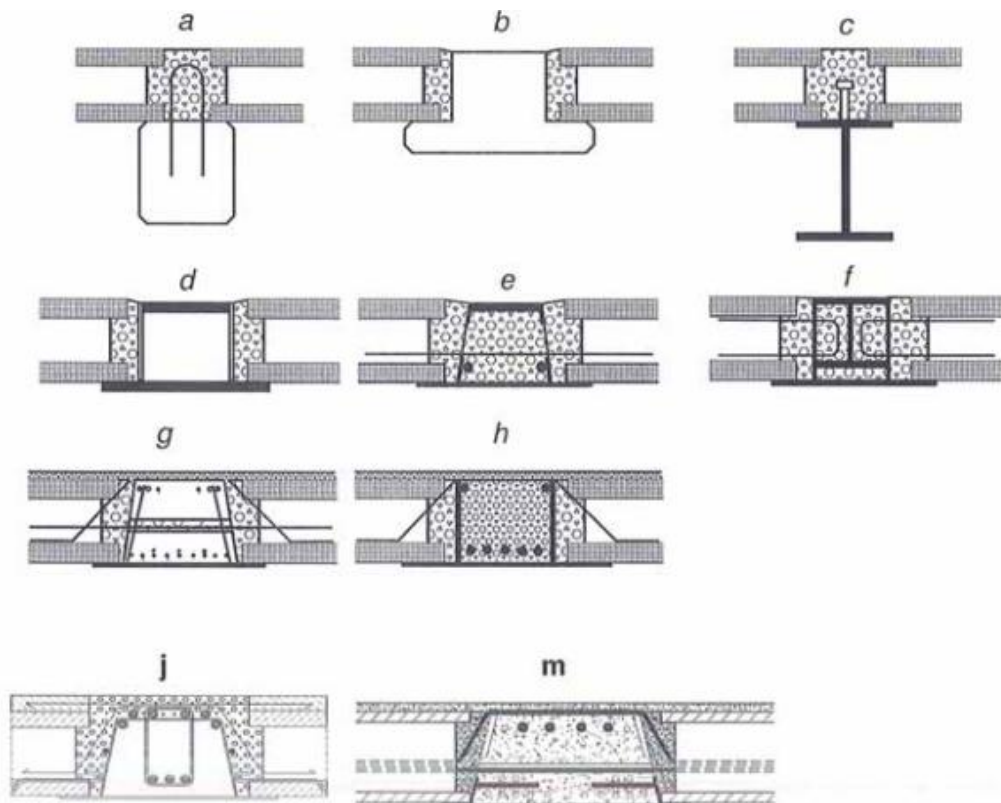
Kuva 6. Betonilaatan tehollinen leveys ja puristusjännityksen n_c resultantti. (18, s. 36)

Tehollinen leveyden arvioitu leveys perustuu, joko shear lag -ilmiön huomioon ottamiseen tai rakennemalliin sopivaan leveyteen b_{cd} , jota käytetään voimasuuruksien ja poikileikkauksien suureiden laskemisessa murtorajatilassa. Matalapalkkia ontelolaattojen kanssa käyttäessä tehollisen leveyden määrittämiseen löytyy ohjeet Betoninormikortista

N:o 18. Tällöin tehollinen leveys määräytyy mitoitusleveyden kertoimesta k_{cd} , joka määrittyy käytetystä rakennetyypistä ja palkin tyypistä. Betoninormikorttiin on kerätty kokeellisesti tai analyttisesti saadut mitoitusleveyden kertoimet taulukkoon (ks. taulukko 4) eri tapauksista. (18, s. 36-38; 23, s. 21-24.) WQ-palkkien tapauksessa Teräsnormikortti 21 antaa teholliselle leveydelle maksimi rajan $L_0/12$, jossa L_0 on palkin momenttipinnan nollakohtien välinen etäisyys (24, s. 22). Käyttörajatilassa matalapalkeilla voidaan kuitenkin käyttää Eurokoodi 1994-1-1 ohjeistamaa tehollista leveyttä, jos koetulokset tukevat sitä.

Taulukko 4. Mitoitusleveyden kertoimet k_{cd} Betoninormikortin N:o 18 taulukosta 1/A (23, s. 23).

[illegible]



Kuva 7. Taulukossa esiintyvät palkkien poikkileikkaukset. (23, s. 5)

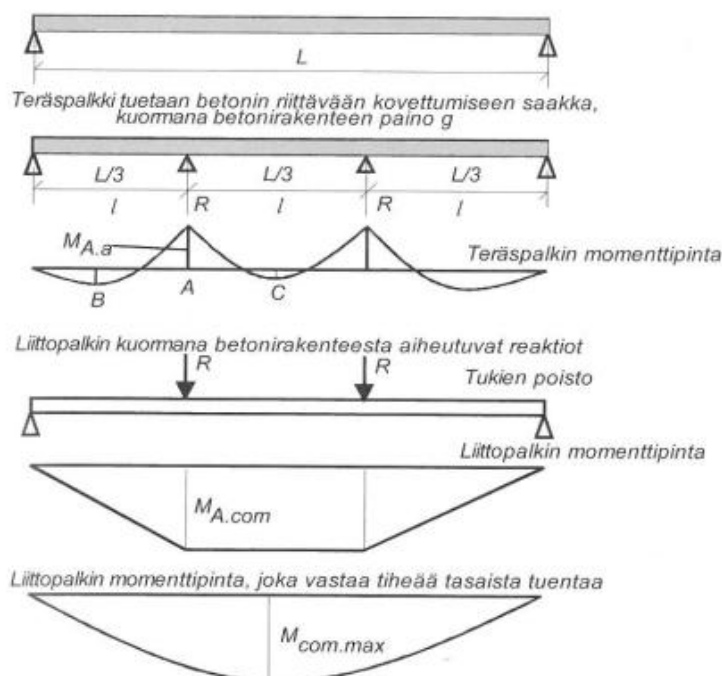
Leskelän Liittorakenteiden suunnittelu ja mitoitus teoksessa todetaan, että erittäin tarkalla tehollisen leveyden määrittämisellä ei ole juurikaan vaikutusta poikkileikkaussuurten laskennan lopputuloksiin. Teoksessa esitetyn esimerkin mukaan tehollisen leveyden pienentäminen 10 % aiheuttaa vain 2 % muutoksen taivutusjäykkyyteen. (18, s. 38.)

3.5 Kuormitushistoria

Liittorakenteista palkkia suunniteltaessa tulee huomioida, että sen kuormitus muuttuu eri tilanteissa. Palkin tulee kestää asennusaikainen kuormitus, betonin lujuuden saavuttamisen jälkeinen kuormitus sekä lopullinen käytön aikainen kuormitus. Liittopalkin kestävyys muuttuu myös eri tilanteissa, koska palkin poikkileikkaukseen voidaan huomioida mukaan vaaditun lujuutensa saavuttanut betoni. (18, s. 39-41; 24, s. 20.)

Asennusaikainen kuormitus koostuu palkin omasta painosta ja palkin rakennetyypistä riippuen esimerkiksi kantavan poimulevyn omasta painosta sekä asennusaikaisesta hyötykuormasta $1\text{--}0,5\text{ kN/m}^2$, joka huomioi henkilöiden ja käsityökalujen aiheuttaman kuorman. Muita mahdollisia asennusaikaisia hyötykuormia rakenteelle ovat väliaikaiset rakennusmateriaalien varastoinnista aiheutuvat kuormat tai lumikuorma, joka määräytyy työmaan olosuhteista ja toistumisväleistä. WQ-palkkien tapauksissa palkille tukeutuvien ontelolaattojen oma paino tulee ottaa huomioon asennusaikaisena kuormana poimulevyn sijasta. (18, s. 39-41; 24, s. 20.)

Palkki voi olla myös tuettu asennusaikaisille tuille, joilla pyritään hallitsemaan erityisesti pitkän jännevälin omaavan palkin taipumia ennen kuin rakenteen betoni on saavuttanut lujuutensa. Tässä tapauksessa betonin virumasta aiheutuvat kuormat tulee ottaa huomioon. Tukien poistuessa palkille asetetaan asennusaikaisten tukien tukireaktion suuruisen pistekuorma, joka on pitkäaikaista kuormaa. Momenttipinta voidaan yksinkertaistaa olettaen tuennan olevan tiheä koko palkin pituudella ja saadaan tasaisesti kuormitetun rakenteen momenttipinta. Teräspoikkileikkaukselle tulee tehdä käyttörajatilan jännitystarkastelu, koska tukeminen aiheuttaa siihen eri jännitystiloja. Jännitystarkastelussa eri vaiheiden jännitykset summataan. (18, s. 39-41, 164.)



Kuva 8. Väliaikaisen tuennan aiheuttamat rasitustilat liittopalkissa. (18, s. 41)

3.6 Murtorajatarkastelu

Liittopalkkirakenteen murtorajatarkastelussa voidaan ottaa mukaan liittovaikutus teräs- ja betonirakenteen välillä selvittäessä poikkileikkauksen taivutuskestävyyttä. Leikkauskestävyyttä selvittäessä ja WQ-palkkien tapauksessa liittovaikutusta ei oteta huomioon vaan kestävyys lasketaan kuten teräspoikkileikkaukselle yleensä.

3.6.1 Taivutuskestävyys

Liittopalkin poikkileikkauksen plastisen taivutuskestävyyden määrittäminen riippuu siitä, onko rakenne positiivisesti vai negatiivisesti taivutettu. Positiivisesti taivutetussa rakenteessa betonilaatta on puristettu, jolloin laatan raudoitusta ei oteta huomioon taivutuskestävyyteen. Negatiivisessa taivutuksessa betonilaatta on vedetty ja haljennut, joten raudoitus on ainut taivutuskestävyyteen vaikuttava tekijä betonilaatan poikkileikkauksessa. (18, s. 76.)

Positiivisessa taivutuksessa plastinen neutraaliakseli (PNA) voi sijaita betonilaatan umpiosassa, teräspoikkileikkauksen ylälaipassa tai teräspoikkileikkauksen uumassa. Plastisen neutraalin akselin paikka vaikuttaa taivutuskestävyyden laskentakaavoihin. (18, s. 76.)

Plastisen neutraaliakselin ollessa betonilaatan umpiosassa plastinen taivutuskestävyys lasketaan kaavasta 17. Kaavaa varten tulee selvittää momenttivarsi voimatasapainon tai betonirakenteen laskentakaavoilla. (18, s. 76.)

$$M_{pl.Rd} = z * A_a * f_{yd} \quad (17)$$

$$z = d - \frac{y_c}{2} \quad (18)$$

$$d = h_t - e_{aj} \quad (19)$$

$$y_c = \frac{A_a * f_{yd}}{b_{cd} * f_{cd}} \quad (20)$$

$M_{pl.Rd}$ on plastinen taivutuskestävyys

z on momenttivarsi

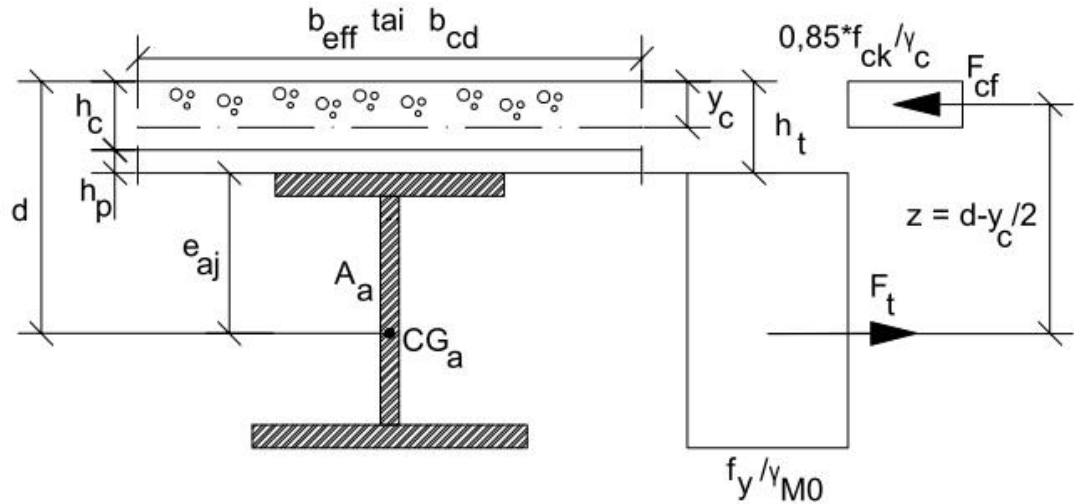
f_{yd} on teräksen myötölujuuden mitoitusarvo

f_{cd} on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

d on betonipoikkileikkauksen yläpinnan etäisyys teräspoikkileikkauksen painopisteestä

h_t on betonipoikkileikkauksen kokonaiskorkeus

e_{aj} on teräspoikkileikkauksen yläpinnan etäisyys teräspoikkileikkauksen painopisteestä



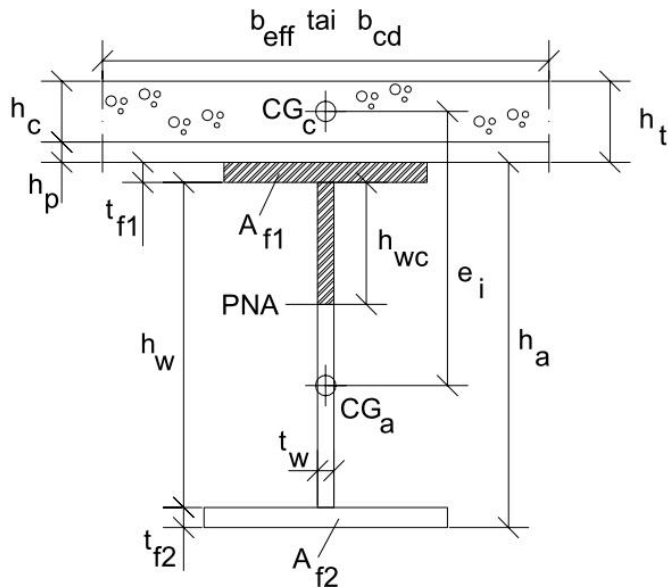
Kuva 9. Plastiset jännityssuorakaiteet PNA:n ollessa betonilaatan umpiosassa (18, s. 77).

Teräsrakenteiden Eurokoodissa EN1993-1-1 todetaan, että teräspoikkileikkauksen taivutuskestävyys heikkenee mitoitus leikkausvoiman V_{Ed} oltaessa suurempi kuin puolet poikkileikkauksen leikkausvoimakestävyydestä V_{Rd} . Sama pätee myös liittopalkkiin, jossa liittopalkin leikkausvoimakestävyys on sama kuin teräspalkin. Leikkausvoiman toteuttaessa edellä mainittu ehto uuman myötölujuutena käytetään pienennettyä arvoa $f_{yd,w}$, joka saadaan kaavasta 21 käyttäen myötölujuuden pienennyskerrointa ρ . (14, s. 60; 18, s. 77.)

$$f_{yd,w} = (1 - \rho) * f_{yd} \quad (21)$$

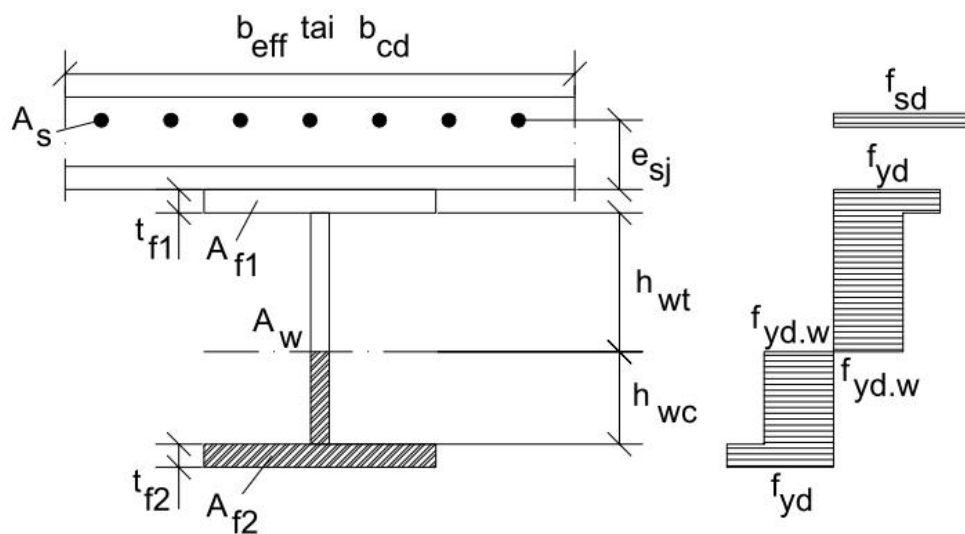
$$\rho = \left(2 * \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} - 1\right)^2 \quad (22)$$

Poikkileikkauksen taivutuskestävyyden laskenta vaikeutuu, kun plastinen neutraaliakseli on teräspoikkileikkauksen alueella tai poikkileikkaus on negatiivisen taivutuksen alaisena. Plastisen neutraaliakselin ollessa teräspoikkileikkauksessa tulee poikkileikkauksen taivutuskestävyyttä tarkastella kahdessa tilanteessa, joissa PNA on joko teräspoikkileikkauksen laipassa tai uumassa. (18, s. 78-79.)



Kuva 10. Poikkileikkaus PNA:n ollessa teräspoikkileikkauksessa joko ylälaipassa tai uumassa (18, s. 79).

Negatiivisen taivutuksen alaisen poikkileikkauksen plastisen taivutuskestävyyden laskenta onnistuu vain poikkileikkausluokan 1 ja 2 teräsrakenteilla. Uuma, joka kuuluu 3 poikkileikkausluokkaan, voidaan muuntaa 2 poikkileikkausluokkaan vähentämällä puristuksen alaisesta uumasta lommahtamisen takia tehottomaksi muuttuva osa. Negatiivista taivutusta esiintyy jatkuvien palkkien tukien kohdalla, jolloin suurien leikkausvoimien vaikutus tulee usein ottaa huomioon taivutuskestävyyttä laskiessa. (18, s. 80.)



Kuva 11. Plastiset jännityssuorakaiteet negatiivisen taivutuksen tapauksessa (18, s. 80).

Liittorakenteiden Eurokodissa 1994-1-1, kohdassa 6.2.1.2(2), on esitetty taivutuskestävyyden laskentaan lisäsääntö käytettäessä S420 ja S460 teräslajeja ja kun PNA:n etäisyys puristetusta reunasta on suurempi kuin 15 % liittopoikkileikkauksen korkeudesta. Tällöin taivutuskestävyys kerrotaan pienennyskertoimella β , joka saadaan Eurokoodissa esiintyvistä kuvista 6.3 PNA:n ja liittopoikkileikkauksen korkeuden suhteella. Suhteen ollessa yli 0,4, lasketaan taivutuskestävyys, joko epälineaarisen tai kimmoteorian mukaisen jännitystarkastelun mukaan. Nämä jännitystarkastelut ovat esitetty Eurokoodi 1994-1-1 kohdissa 6.2.1.4 ja 6.2.1.5. (19, s.34.)

3.6.2 Leikkauskestävyys

Liittopalkin leikkauskestävyys on sama kuin teräspalkin leikkauskestävyys V_{Rd} . Näin ollessa liittopalkin leikkauskestävyys on pienin arvoista plastinen leikkauskestävyys $V_{pl.a.Rd}$ ja lommahduskestävyys $V_{b.Rd}$. Teräspalkin leikkauskestävyyden laskenta esitetään EN1993-1-1 ja lommahduskestävyyden kohdassa EN-1993-1-5. (18, s. 130.)

Leskelä toteaa liittorakenteiden oppikirjassaan, että todellisuudessa betoni vaikuttaa poikkileikkauksen leikkauskestävyyteen mutta betonin jättäminen pois antaa varmalla puolella olevia tuloksia. (18, s. 130.)

3.6.3 Leikkausliitos

Rakenteen poikkileikkauksen koostuessa kahdesta tai useammasta eri materiaalista kehittyy materiaalien välille leikkausliitos. Leikkausliitos on materiaalien rajapinta, joka mahdollistaa materiaalien yhteistoiminnan ja jossa esiintyy liitoksen voimatasapainon mahdollistavat leikkausvoimat. (18, s. 57.)

Leikkausliitokset ovat mekaaniseen liitokseen tai tartuntaan perustuvia pituusakselin suuntaisia liittymiä. Mekaaninen liitos saadaan aikaan liittimillä ja hyvä esimerkki on liittopalkin liitostapit. Liitos pyrkii estämään materiaalien liukumisen toisiinsa nähden. (18, s. 57-58.)

Käyttörajatilassa leikkausliitos mahdollistaa poikkileikkauksen taivutusjäykkyuden ja murtorajatilassa se varmistaa liittorakenteisen poikkileikkauksen taivutuskestävyyden kehityksen. Leikkausliitoksen ollessa joustava se heikentää taivutusjäykkyuden arvoa

teoreettisesta taivutusjäykkyydestä, koska se perustuu täysin jäykkään leikkausliitokseen. (18, s.57-58.)

3.7 Käyttörajatilatarkastelu

3.7.1 Taipuma

Liittorakenteen taipumaan vaikuttavat rakenteen rakennustapa ja kuormitushistoria. Tukevat ja tuettu rakentamistapa vaikuttaa taipuman laskentaan käytettävään taivutusjäykkyyteen ja kuormitushistoria vaikuttaa kuormituksen suuruuteen millä taipumia lasketaan. Tukien määrä vaikuttaa myös taipuman laskentakaavaan. Liittopalkin taipuman suuruutta tarkastellaan liittorakenteen yläpinnan suhteen silloin kun rakennetta ei tueta ja vain jos rakenteen taipumalla on jotain erityistä ulkonäöllistä tarvetta, taipumaa tarkastellaan palkin alareunan suhteen. (18, s. 165.)

Leskelän teoksessa todetaan, että liittopalkin taipumien tarkastelu täysin EN1990 kohdan A1.4.3 mukaan ei ole tarpeellinen ja esittää yksinkertaistetun menetelmän. Siinä määritellään arvot pitkäaikaistaipumille w_i ja w_{lt} sekä lyhytaikaisista muuttuvista kuormista aiheutuvalle taipumalle w_{st} . Pitkäaikaistaipuma w_i aiheutuu betonirakenteiden painosta sekä ennen betonin kovettumista esiintyvistä kuormista, kun taas w_{lt} pitkäkestoisista muuttuvista kuormista. (18, s. 165.)

Liittorakenteen kokonaistaipuma w_{max} saadaan laskiessa edellä mainitut taipumat yhteen ja vähentämällä siitä esikorotus w_c . Esikorotuksella pyritään hävittämään pitkäaikaistaipuman w_i :n aiheuttamat taipuma, jotta päästään ulkonäöllisesti hyvään tulokseen. Leskelä ohjeistaa teoksessaan, että pitkäaikaistaipuman vaatiessa suurempaa esikorotusta kuin $L/250$, jossa L on palkin jänneväli, tulisi palkin taivutusjäykkyyttä kasvattaa. (18, s. 165.)

Taulukko 5. Liittorakenteiden taipumien ja siirtymien enimmäisarvot käyttörajatilassa (18, s. 167).

$W_{\max} = W_i + W_{lt} + W_{st} - W_c$ Taipumat lasketaan ottaen huomioon EN1990 lausekkeiden (6.14) mukainen kuormien ominaisyhdistelmä ja (6.16) mukainen pitkäaikaisyhdistelmä.		
Suosittelavat taipumarajat	W_{\max}	$W_{lt} + W_{st}$
Katot	L/200	L/250
Välipohjat yleensä	L/250	L/300
Halkeilevia rakenteita kantavat välipohjat silloin kun halkeilusta on haittaa ulkonäölle	L/250	L/350
Välipohjat, joilta on tuettu pilareita	L/400	L/500
Helposti halkeavia seiniä kantavien rakenteiden taipuma seinien asennuksen jälkeen	L/400	L/500
Rakenteen vaakasuora siirtymä		
- Enintään kaksikerroksiset rakennukset	H/150	
- Muut rakennukset	H/400	
L = rakenteen jänneväli, H = rakennuksen tarkasteltavan kohdan korkeus		

3.7.2 Jännityksien rajoittaminen

Standardin EN1994-1-1 kohdassa 7.2.2(1) todetaan, että palkkien jännityksiä ei tarvitse rajoittaa, kun murtorajatila tarkasteluun ei kuulu väsymisehtoja tai rakennetta ei jännitetä tukia tunkkaamalla. (18, s. 164; 19, s. 71.) WQ-palkin tapauksessa teräsnormikortti N:0 21 antaa kimmoteorian mukaisessa mitoituksessa myötöehdon (ks. kaava 23) poikkileikkauksen kriittisessä pisteessä A, jolla rajoitetaan jännityksiä (24, s. 22).

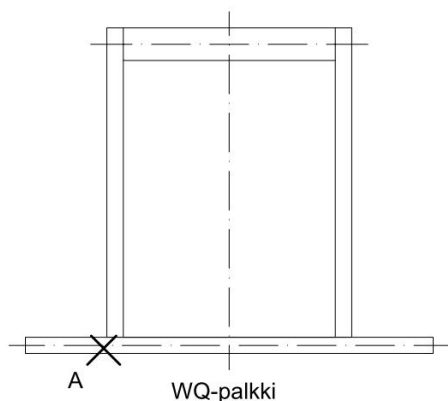
$$\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x * \sigma_y + 3 * \tau^2} \leq f_{y2} \quad (23)$$

σ_x on normaalijännitys taivutuksesta y-akselin suhteen

σ_y on normaalijännitys poikittaisesta taivutuksesta x-akselin suhteen

τ on leikkausjännitys leikkausvoimasta ja väännöstä

f_{y2} on WQ-palkin alalaipan myötölujuus



Kuva 12. WQ-palkin kriittinen piste A, alalaipan alapinnassa uuman ja alalaipan liitoksessa (24, s. 21).

Vaikka teräsjännityksiä ei tarvitse tarkastella liittorakenteiden suunnittelustandardin mukaan, poikkileikkauksen betoniosien ja raudoituksen jännityksiä rajoitetaan standardin EN1992-1-1 mukaan. Rakenteen kuuluessa klorideille tai jäähdytys-sulatusrasitukselle alttiiseen ympäristöluokkaan XD, XS tai XF, betonin puristusjännitys saa olla enintään kuusikymmentä prosenttia betonin lieriölujuuden ominaisarvosta f_{ck} .

Pitkäaikaisesta kuormituksesta aiheutuva puristusjännitys saa olla enintään neljäkymmentäviisi prosenttia betonin lieriölujuuden ominaisarvosta, jotta minimoidaan haitallisen virumisen vaikutukset rakenteeseen. (18, s. 164.) Virumisella tarkoitetaan betonin ajasta ja jännityksestä riippuvaa muodonmuutos ominaisuutta, johon vaikuttaa myös betonin koostumus (25, s.40, s. 44-45). Betonirakenteen halkeilu pyritään minimoimaan rajoittamalla raudoituksessa esiintyvä vetojännitys alle kuuteenkymmeneen prosenttiin raudoituksen ominaislujuudesta f_{sk} , kun rakennetta rasittaa kuormien ominaisyhdistelmät (18, s. 165).

4 Hybriditeräsrakenteisen koteloliittopalkin mitoitus

4.1 Tavoitteet

Yritys X tarjoaa asiakkailleen yrityksen runkojärjestelmään kuuluvia kotelopalkkeja. Yritys on todennut, että kauppakeskuskohteiden pitkillä jänneväleillä palkkien paino on huomattava ongelma. Yritys on kiinnostunut korkealujuusteräksen käytöstä palkeissaan, jotta palkkien painoa saataisiin pienentymään.

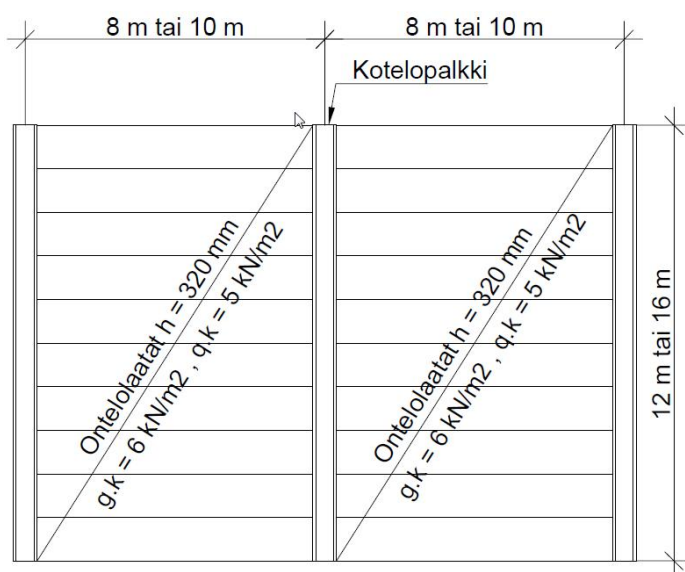
Palkit mitoitetaan tietokoneohjelmalla, joka on yritys X:n kotelopalkkien mitoitusohjelmalla. Mitoitusohjelman valintaan vaikutti se, että palkkien profiilia ja teräslaatuja voidaan vapaasti vaihtaa palkin eri osissa. Ohjelman avulla pyritään selvittämään, onko korkealujuusteräksestä teoriassa apua pudottamaan palkin painoa.

4.2 Lähtötiedot ja tutkittava rakenne

Yrityksen kotelopalkki on teräslevyistä hitsattu ontto profiili, jonka uumalevyt on rei'itetty 80 tai 150 millimetrin rei'illä 300 millimetrin jaolla. Normaalisti palkissa käytetään S355J2+N teräslaatuja. Palkki betonoidaan täyteen työmaalla, jonka jälkeen palkki toimii liittopalkkina eri laattaratkaisujen kanssa.

Tutkimusrakenteina käytettiin 16 ja 12 metrin jännevälin omaavia kotelopalkkeja. 16-metriselelle palkille tuettiin analyysissä molemmin puolin kahdeksan metrin pituisia, 320 millimetriä korkeita, ontelolaattoja. Lyhemmän jännevälin omaavalle palkille tuettiin kymmenen metrin pituisia, 320 millimetriä korkeita, ontelolaattoja. Ontelolaattojen päällä on 80 millimetrin paksuinen paikallavalulaatta.

Tällainen palkki- ja laattajako todettiin esiintyvän tyypillisesti kauppakeskuksissa, kuten esimerkiksi Kalasataman Redi kauppakeskuksessa. Palkin sisällä olevan betonimassan lujuudeksi laskennassa valittiin C25/30.



Kuva 13. Tutkittava rakenne ja kuormitus.

Kotelopalkkien laipoissa käytettiin S355, S460 ja S600 teräslaatuja. Laipoissa oli joko vain toisessa tai molemmissa laipoissa korkealujuusterästä. Korkealujuusteräksen käyttö kotelopalkin uumissa ja sitä kautta uuman ohentamisen ei todettu olevan järkevää uumien ollessa jo kahdeksan millimetriä paksuja. Uumassa ei ole tarvetta suuremmille lujuusominaisuuksille, koska teräsprofiilille tulevat voimat vaikuttavat enimmäkseen laip-poihin.

4.3 Suunnitteluperusteet

Yrityksen mitoitusohjelma mitoittaa kotelopalkit seuraavien eurokoodi-standardien pää-osien mukaan:

- SFS EN 1990 + NA Rakenteiden suunnitteluperusteet
- SFS EN 1991 + NA Rakenteiden kuormat
- SFS EN 1993 + NA Teräsrakenteiden suunnittelu
- SFS EN 1994 + NA Betoni-teräs liittorakenteiden suunnittelu.

Osavarmuuslukuina käytettiin seuraavia lukuja:

- $g_G = 1,15$ pysyväälle kuormalle
- $g_Q = 1,5$ hyötykuormalle

Materiaaliominaisuuden osavarmuuskertoimina käytettiin laskentaesimerkissä seuraavia:

- $g_M = 1,5$ saumabetoni ja pintavalu
- $g_M = 1,15$ betoniteräkselle 1,15
- $g_M = 1,0$ rakenneteräkselle 1,0.

Taipumarajoina käytettiin:

- L/300 pitkäaikaiselle kuormalle
- L/350 lyhytaikaiselle kuormalle
- L/250 kokonaistaipumalle, L on palkin jänneväli tuelta tuelle.

4.4 Kuormat

Mitoitusohjelma yhdistelee tarvittavat kuormitusyhtälöt. Tutkinta tapauksessa pysyvänä kuormana toimii ontelolaattojen omapaino saumattuna $g_{k,1} = 4 \text{ kN/m}^2$, 80 millimetrin paikallavalun omapaino $g_{k,2} = 2 \text{ kN/m}^2$ ja teräspoikkileikkauksen omapaino, jonka mitoitusohjelma laskee itse. Ontelolaattojen paino on saatu elementtisuunnittelu.fi sivun taulukosta 7.1 ja paikallavalun paino on laskettu standardin EN1991-1-1 liitteen A taulukon A.1 Rakennusmateriaalit – betoni ja laasti antamasta teräsbetonin tilavuuspainosta 25 kN/m^3 (26, s. 46; 28).

Hyötykuormaksi q_k valittiin 5 kN/m^2 , joka tulee standardin EN1991-1-1 kansallisen liitteen taulukosta 1. Rakennusten välipohjien, parvekkeiden ja portaiden hyötykuormat, pinta-alkuorma q_k ja pistekuorma Q_k , kohdasta D2: Myymälä tilat (27, s. 5). Asennusaikaisena kuormana käytettiin saumaamattoman elementtilaataston kuormaa $0,5 \text{ kN/m}^2$, joka saadaan EN1991-1-6 kohdasta 7. Rakentamisesta johtuvat kuormat. (27, s. 31).

4.5 Liittopalkkien mitoitus

Liittopalkkien mitoitus hoidetaan yrityksen mitoitusohjelmalla, johon ensimmäisenä syötetään palkin jännevälit, tuet, ja ontelolaattojen pituudet molemmin puolin palkkia. Analyysimallin määrittelyn jälkeen syötetään ohjelmaan halutut kuormitukset ontelolaattoille ja yhdistelykertoimet pysyville- ja hyötykuormille. Samalla myös määritetään asennusaikainen kuormitus rakenteelle.

Tämän jälkeen ohjelma laskee palkille tarvittavan esikoroituksen, jota voi myös itse muuttaa haluamakseen. Analyysissä käytettiin ohjelman laskemaa 53 millimetrin esikoroitusta. Pienemmän jännevälin tapauksessa mennään yli suositusrajan L/250 yli mutta tässä tarkastelussa ei asiaa oteta huomioon eikä taivutusjäykkyyttä lisätä tämän takia.

Seuraavaksi ohjelmaan syötetään haluttu liittopoikkileikkaus. Poikkileikkauksessa pystytään säätämään teräpoikkileikkauksen uumien ja laippojen paksuuksia ja leveyksiä sekä koko poikkileikkauksen korkeutta. Samalla määritetään myös käytettävät teräs- ja betonilujuudet ja käytettävät kimmokertoimet. Ohjelma laskee tässä vaiheessa teräspoikkileikkauksen painon metriä kohden.

Edellä mainittujen tietojen syötön jälkeen ohjelma laskee palkille tulevat mitoitusuureet ja kestävyyydet. Ohjelma esittää rasitukset ja käyttöasteet kestävyydelle pylväsdiagrammeina, joissa on eritelty rasitukset teräs- ja betoniosille sekä pitkäaikaisten ja lyhytaikaisten hyötykuormien aiheuttamat rasitukset rakenteelle. Palkin kestävyys ollessa riittämätön muutetaan palkin laippojen paksuuksia tai korkeutta riippuen mikä kestävyysarvoista ei riitä ja lasketaan palkki uudelleen. Näin saadaan optimoitua palkin teräspoikkileikkaus kyseiselle tapaukselle.

Kotelopalkkien uumien kaltevuus vaikuttaa saadun teräspoikkileikkauksen laippojen leveyksiin. Palkin uumien tulee olla oikeassa kaltevuuskulmassa, jotta leikkausliitos teräsrakenteen ja betonin välillä on täydellinen ja näin palkki toimii halutusti liittorakenteena.

Tutkimuksessa laskettiin ensin vertailupoikkileikkaus, jossa käytettiin S355 lujuuksista terästä laipoissa ja uumassa. Poikkileikkauksessa käytettiin uumassa kahdeksan millimetrin paksuista teräslevyä ja laippojen paksuus ja palkin korkeus mitoitettiin kestäväksi tutkintakuormitus. Laippojen paksuuksia ja korkeutta valittaessa käytettiin yrityksen poikkileikkauksissa yleensä käytettyjä paksuuksia ja korkeuksia.

Vertailupoikkileikkauksen saatua lähdettiin selvittämään poikkileikkauksia korkealujuusteräksiä käyttäen. Tutkimuksessa kartoitettiin kuusi erilaista myötölujuuden laippayhdistelmää (ylälaippa-alalaippa), jotka ovat S355-S460, S460-S355, S460/S460, S355-S600, S600-S355 ja S600-S600. 16 metrin pituisia palkkeja tutkittiin kahdella eri palkin korkeudella. Korkeudet olivat 600 ja 700 millimetriä palkin alalaipan yläpinnasta ylälaipan yläpintaan. 12 metrin jännevälin palkeissa tutkittiin 500 millimerin korkuisia palkkeja. Tätä tutkimustapausta kutsutaan jatkossa tässä tekstissä tapaus 1:ksi. 600 millimetriä korkean palkin tilanne on tapaus 2 ja 700 millimetriä korkean palkin tilanne on tapaus 3.

4.6 Tulokset

Saatujen teräspoikkileikkausten teräslevyjen paksuudet, taivutuskestävyydet ja leikkauskestävyydet otettiin ylös taulukkoihin tutkimustilanteiden mukaan. Myös palkkien taipumat, metripainot ja taivutuskestävyydet taulukoitiin. Taulukot löytyvät liitteestä 1. Näin tulokset pystyttiin havainnollistamaan ja analysoimaan helpommin. Mitoitusohjelmasta otettiin jokaisesta tapauksesta ulos myös mitoitusraportit, jotka löytyvät liitteestä 2.

Tuloksista nähdään, että korkeampi teräksen myötölujuus vaikuttaa teräspoikkileikkauksessa käytettäviin laippojen paksuuksiin ohentamalla niitä. Yleisesti kotelopalkkien ylälaipat ovat paksumpia kuin palkin alalaipat, joten mahdollisuus ohentaa ylälaippaa on suurempi. Tämä näkyy liitteen 1 taulukoiden tuloksissa. Voidaan todeta, että alalaipan lujuuden suurentamisella ei päästä ohentamaan alalaippaa huomattavasti.

Tutkimustapauksessa 2 ei päästy samaan 40 millimetrin ylälaipan paksuuteen laippaparilla S355-S600 kuin laippaparilla S355-S460. Mitoitusohjelmassa S355-S600 laippaparin tapauksessa 45 millimetriä ohuemmalla ylälaipan levypaksuudella poikkileikkauksen taivutuskestävyyden käyttöaste meni yli sadan prosentin. Laippaparilla S355-S600 teräspoikkileikkauksen taivutuskestävyys on suurempi kuin laippaparilla S355-S460, mutta liittorakenteen taivutuskestävyys on suurempi laippaparilla S355-S460.

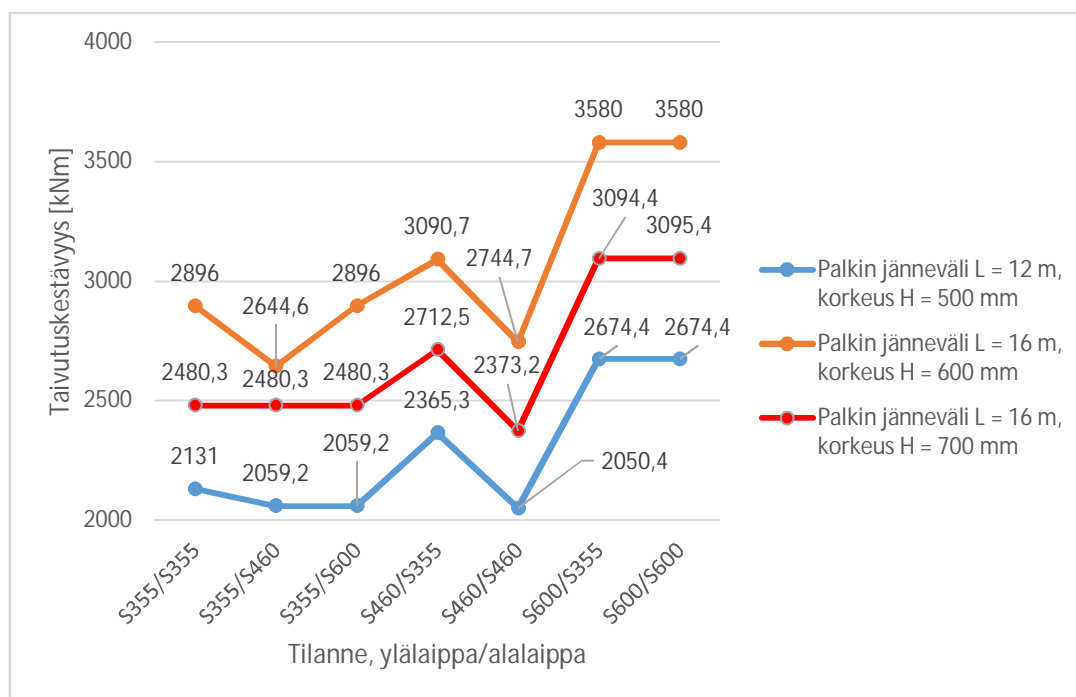
Syy paksumpaan laippaan tutkimustapauksessa 2 on poikkileikkauksen neutraaliakselin siirtyminen ja ero kimmoplastisen ja jäykkäplastisen lasketa menetelmän eroista. Korkeampi lujuus alalaipassa aiheuttaa PNA:n siirtymisen lähemmäksi poikkileikkauksen vedettyä reunaa. Käytettäessä S600 lujuista terästä alalaipassa PNA:n etäisyys vedetystä reunasta alittaa mitoitusohjelman minimietäisyyden jäykkäplastisen menetelmän käyttöön, jolloin mitoitusohjelma pyytää kimmoplastiseen menetelmään siirtymistä. (38.)

Kimmoplastisessa menetelmässä rajoitetaan betonin puristumista sekä palkin kaarevuutta. Jäykkäplastisessa menetelmässä ratkaistaan poikkileikkauksen voimatasapaino. Tällöin poikkileikkauksella tulee olla riittävä muodonmuutoskyky jäykkäplastisen kestävyden saavuttamiseksi. Kimmoplastisessa menetelmässä neutraaliakselin paikka muuttuu kauemmaksi vedetystä reunasta, jolloin taivutuskestävyydestä muodostuu pienempi. (38.)

Taipumat suurenevat mitä ohuimpiin levynpaksuuksiin päästään. Vaikka teräslevyt ovat lujempaa materiaalia, se ei vaikuta poikkileikkauksen taivutusvastukseen. Taivutusvastus saadaan materiaalin kimmokertoimen ja jäyhyysäteen tulosta. Kimmokerroin pysyy samana, vaikka teräs onkin lujempaa ja jäyhyysäteen arvoon pienempi poikkileikkaus vaikuttaa pienentävästi. Pitkillä jänneväleillä taipumasta tulee mitoittavampi tekijä kuin taivutus- tai leikkauskestävyydestä.

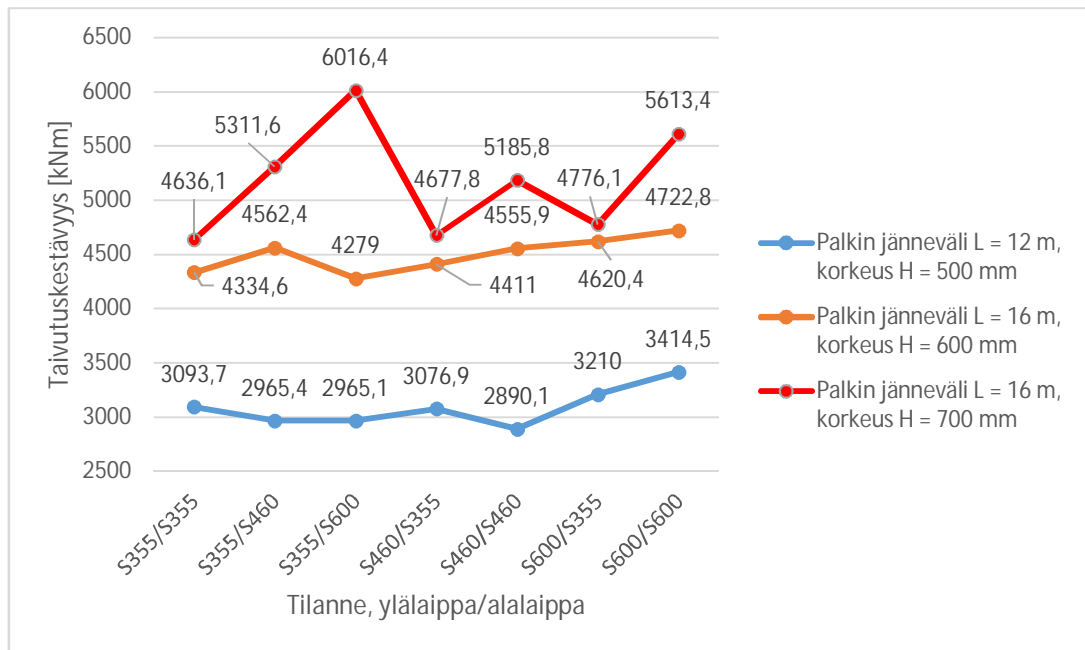
Käytettäessä teräslujuuksia S460 ja S600 laipoissa päästään lähestulkoon samoihin poikkileikkausmittoihin. Suurin taivutuskestävyys teräsprofiilille saadaan käytettäessä S600 teräslujuutta ylälaipassa tai molemmissa laipoissa (ks. kuva 14).

Teräspoikkileikkauksen taivutuskestävyydet mitoitus tapaus 1:ssä ja mitoitus tapaus 3:ssa eivät muutu alalaipan lujuuden kasvaessa, koska ylälaippa myötää näissä tapauksissa ensin.



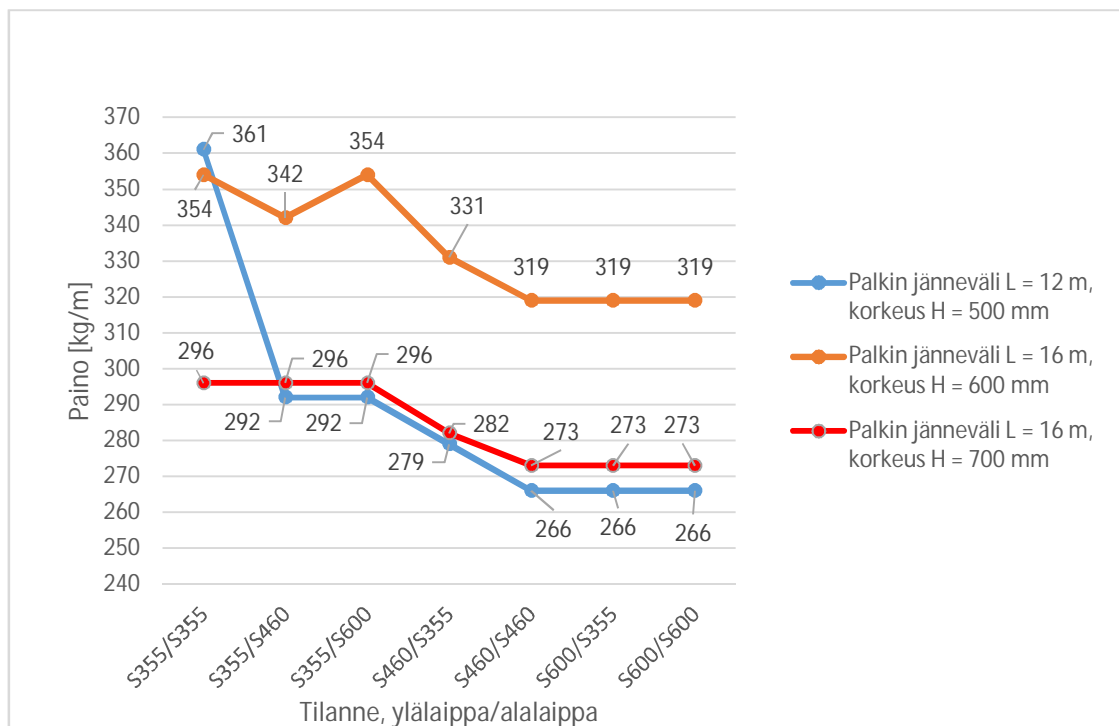
Kuva 14. Teräsprofiilien taivutuskestävyydet.

Liittorakenteena taivutuskestävyyttä tarkasteltaessa laippaparilla S600-S600 saavutettiin suurimmat arvot tutkimustapauksissa 1 ja 2. Tapauksessa 3 laippaparilla S355-S600 päästiin suurimpaan taivutuskestävyyteen (ks. kuva 15).



Kuva 15. Liittorakenteen taivutuskestävyys.

Teräsprofiilin ja liittorakenteen leikkauskestävyyteen ei teräslujuuksilla ole juurikaan vaikutusta. Teräsprofiilien alimmat metripainot saavutetaan kaikissa tapauksissa laippapareilla S460-S460, S600-S355 ja S600-S600 (ks. kuva 16).



Kuva 16. Poikkileikkauksien painot.

Dlubalın SHAPE-THIN 8.08 -ohjelmalla tehdyillä teräsprofiilin poikkileikkausarvojen vertailulaskennalla havaitaan taulukosta 6, että taivutuskestävyyksien ja leikkauskestävyyksien muutokset ovat samankaltaisia, kuin yrityksen mitoitusohjelmalla. SHAPE-THIN antaa kuitenkin teräspoikkileikkauksien taivutuskestävyyksiksi noin kolmekymmentä prosenttia suurempia arvoja ja leikkauskestävyyksiksi peräti kahdeksankymmentä prosenttia suurempia arvoja.

Suuremmat kestävyysarvot johtuvat siitä, että yrityksen mitoitusohjelma ottaa huomioon uumien reikien heikentävän vaikutuksen kestävyysiin. Reiät uumissa vaikuttavat huomattavasti poikkileikkauksen leikkauskestävyyteen. SHAPE-THIN-ohjelmalla voidaan mallintaa reikä poikkileikkauksen uumaan, mutta sillä ei ollut vaikutusta laskentaohjelmasta saatuihin kestävyysiin. Poikkileikkauksien mitoitusraportit tarkastuslaskennasta löytyvät liitteestä 3.

Taulukko 6. SHAPE-THIN 8.08 saadut poikkileikkausarvot 500 mm korkealle palkille.

	Ylälaippa		Alalaippa		Taivutuskestävyys	Leikkauskestävyys
Tilanne	Leveys [mm]	Paksuus [mm]	Leveys [mm]	Paksuus [mm]	Teräsprofiili [kNm]	Teräsprofiili [kN]
S355/S355	330	35	600	30	2786,7	1631,4
S355/S460	330	35	600	20	2729,4	1615,0
S355/S600	330	35	600	20	2751,6	1615,0
S460/S355	330	30	600	20	2789,8	1615,0
S460/S460	330	25	600	20	2534,1	1631,4
S600/S355	330	25	600	20	3042,0	1631,4
S600/S600	330	25	600	20	3202,8	1631,4

5 Lasketun rakenteen vertailu perinteiseen ratkaisuun

5.1 Kestävyys

Vertailussa olleiden poikkileikkauksien, joiden ylälaippa on korkealujuusterästä, taivutuskestävyys parantuu jopa satoja kiloNewtonmetrejä verrattuna poikkileikkaukseen, joka on kokonaan S355 teräslaatua. Vaikka ylälaipan pinta-ala pienenee, myötölujuuden lisääminen mahdollistaa suuremman taivutuskestävyyden.

Poikkileikkauksia ei saatu kestämään testikuormitusta alalaipan paksuutta pienentämällä kuin vain 500 millimetriä korkean palkin tilanteessa. Tuloksista nähdään, että taivutuskestävyys jopa pieneni vaihdettaessa alalaipan lujuutta suuremmaksi, koska suurempi myötölujuus ei kompensoinut alalaipan pinta-alan pienenemistä laskettaessa teräsprofiilin taivutuskestävyyttä. Tästä voisi todeta, että lujuuden kasvattaminen alalaipassa ei taivutuskestävyyden suhteen ole kannattavaa.

Vertailupoikkileikkauksien leikkauskestävyydet eivät juuri parantuneet korkealujuusteräksen käytöllä ohjelmasta saatujen tulosten mukaan. Poikkileikkauksessa suurimman osan leikkausvoimasta ottaa vastaan palkin uumat, jotka olivat kaikissa vertailupoikkileikkauksissa S355 laadun terästä, joten se ei vaikuta leikkauskestävyyden laskennassa käytetyn tekijän η arvoon. Uumat ovat myös saman paksuisia kaikissa vertailupoikkileikkauksissa.

5.2 Paino

Tuloksista voidaan todeta, että palkin poikkileikkauksen painosta saadaan korkealujuusteräksellä pois huomattava määrä verrattuna perinteiseen S355 teräkseen. Teräksen suurempi myötölujuus mahdollistaa ohuempien teräslevyjen käytön tutkitussa poikkileikkauksessa. Lujuuksien S460 ja S600 käytön välillä ei saatu kuitenkaan poikkileikkausta pienennettyä ja näin painoa vähenemään.

Korkeampien lujuuksien saatuihin poikkileikkauksiin vaikuttivat pitkän jännevälin aiheuttamat taipumat. Nämä estävät kotelopalkin levyjen paksuuksien pienentämisen vielä pienemmäksi tuloksissa saaduista. Pitkän jännevälin omaavan palkin taipuma vaikuttaa myös palkin korkeuteen estäen sen madaltamisen. Palkin madaltaminen vaikuttaisi huomattavasti palkin lopulliseen painoon, koska palkin täyttävän betonin määrä vähenisi huomattavasti.

Poikkileikkausta olisi ollut myös mahdollista saada vieläkin kevyemmäksi muuttamalla laippojen leveyksiä pienemmiksi, mutta uumien vaadittu kaltevuus estää tämän. Laippojen leveyksiin vaikuttaa myös ontelolaattojen vaatima tukileveys. Yritys käyttää 130 millimetrin hyllyn leveyttä, jota käytettiin myös tässä tutkimuksessa. Hyllyllä tarkoitetaan alalaipan päädyn ja uuman välistä osaa, joka toimii ontelolaatan tukena.

Taulukosta 7 nähdään, että mitä korkeampi palkki on, sitä pienemmäksi prosentuaalinen painohäviö teräspoikkileikkaukseen korkealujuusteräksellä saadaan aikaan. Matalimmalla palkilla päästään jopa 26 % kevyempään teräspoikkileikkaukseen. Toisaalta tapauksessa on myös raskain palkki vertailupalkkina, jossa koko poikkileikkaus on teräslaatu S355. Korkeimmilla palkeilla päästään 5–10 % kevyempiin poikkileikkauksiin. Taulukon 6 prosentit ja erotus on laskettu liite 1 taulukosta saaduista painoista per metri.

Taulukko 7. Poikkileikkauksen metripainon muutos suhteessa S355/S355 tilanteeseen.

Tilanne	Tapaus 1		Tapaus 2		Tapaus 3	
S355/S460	-19 %	-69 kg/m	-3 %	-12 kg/m	0 %	0 kg/m
S355/S600	-19 %	-69 kg/m	0 %	0 kg/m	0 %	0 kg/m
S460/S355	-23 %	-82 kg/m	-6 %	-23 kg/m	-5 %	-14 kg/m
S460/S460	-26 %	-95 kg/m	-10 %	-35 kg/m	-8 %	-23 kg/m
S600/S355	-26 %	-95 kg/m	-10 %	-35 kg/m	-8 %	-23 kg/m
S600/S600	-26 %	-95 kg/m	-10 %	-35 kg/m	-8 %	-23 kg/m

Tapaus 1:n 12-metrinen teräspalkin painosta saatiin parhaimmillaan painoa pudotettua yli tonnin. Korkeammista 16 metrin jännevälin teräspalkit keventyivät parhaimmillaan tapaus 2:ssa 560 kiloa ja tapaus 3:ssa 368 kiloa.

5.3 Hitsaus

Korkealujuusterästä hitsatessa kaikki tavanomaiset hitsausmenetelmät käyvät normaaleissa konepajaolosuhteissa, joten korkealujuusteräksen hitsaus ei vaadi erityisiä investointeja uusiin hitsauslaitteisiin. Lämmöntuontirajoitukset ovat tiukempia korkeamman lujuuden omaavilla teräksillä, koska korkeilla yli 600 °C lämpötiloilla HSS-teräs menettää lujuuttaan. Kuumilla oikominen ja hitsauksen jälkeinen jännitysten poistohehkuttaminen on myös mahdollista käytettäessä HSS-teräksiä. Lämpötilarajat vaihtelevat teräksen tuotantotavasta riippuen. Rajat ja mahdollisesti suositellut hitsausmenetelmät tulisi selvittää kyseisen teräksen valmistajan tai maahantuojaan ohjeista. (29, s. 30, 49-50.)

Liittäessä hitsaamalla kahta eri teräslaatuja, kuten vertailu poikkileikkauksissa, lämmöntuontirajoitukset valitaan karkenevamman teräksen mukaan. Niukka ja runsashiilisillä teräksillä lämmöntuontirajoitukset valitaan seostuneemman teräksen mukaan. (29, s. 32; 30, s. 3.)

Korkean myötölujuuden omaavilla teräksillä hitauslisäaine on yleensä oltava perusainetta seostetumpi. Seostetumpi lisäaine takaa liitoksen riittävän iskusitkeyden ja korkeamman hitsausenergian käytön. Yleensä hitauslisäaineen lujuudeksi valitaan vastaamaan perusaineen lujuutta. (29, s. 31.)

Tasalujaa hitsausainetta käytetään voimaliitoksissa, joissa hitsausliitoksen kuormitus on suuri. Hitsausaine voi olla myös aliluja verrattuna HSS-teräksen murtolujuuteen, kun otetaan huomioon liitoksen sijoittelu rakenteen vähemmän rasitettuihin kohtiin. Tällöin voidaan käyttää tavanomaisia seostamattomia lisäaineita. Alilujaa hitsausainetta voidaan käyttää kiinnitys-, side- ja varusteluliitoksissa. (29, s. 31; 15, s. 7.)

Aliluja hitsausaine parantaa liitoksen muodonmuutосkapasiteettia ja jäännösjännitysliitoksessa jää alhaisemmaksi alilujan hitsiaineen suuremman myöstävyyden takia. Alilujan hitsausaineen käyttöä perustelee myös hitsausliitoksen lujuuden kompensoituminen suuremmaksi, joka tapahtuu alilujan hitsausaineen ja korkeamman lujuuden perusaineen sekoittuessa toisiinsa. Sekoittuminen voi nostaa hitsiaineen lujuutta jopa 100 N/mm^2 . Pienempi lujiset hitsausaineet ovat myös riittäisampia, helpommin saatavilla ja näin ollen taloudellisempia käyttää. (30, s. 3, 10-11, 14, 16, 18, 21, 26-27.)

Alilujia hitsausaineita käytettäessä tulee hitsausliitoksen laskennassa komponenttimenetelmällä ottaa huomioon, että murtolujuutena f_u käytetään hitsausaineen murtolujuutta f_{eu} ja hitsin lujuuskertoimenä β_w arvoa 1,0, kuten on mainittu tämän tutkielman osassa 2.4.

Tutkielman osassa 2.4 mainitaan myös, että hitsattaessa HSS-terästä, jonka myötölujuus on $500\text{--}700 \text{ N/mm}^2$, tulee laskennassa ottaa huomioon HAZ:lla, eli hitsaussauman muutosvyöhykkeellä, korkean lämpötilan aiheuttama perusaineen myötölujuuden heikentyminen. Perusaineen lujuuden ollessa 500 N/mm^2 pienennyskerroin k_{HAZ} on 1,00 ja lujuuden ollessa 700 N/mm^2 kerroin on 0,85. Väliarvot interpoloidaan lineaarisesti, joten vertailussa käytetty 600 N/mm^2 myötölujuuden omaava teräs saisi kertoimen 0,925. Tällöin poikkileikkauksen hitsaussaumojen lähettyvillä myötölujuus laskisi 7,5 %. Vertailussa käytetty mitoitusohjelma ei ota tätä myötölujuuden heikkenemistä huomioon, joten tässä tutkimuksessa ei esiinny selvitystä voiko myötölujuuden heikkeneminen tällä pienellä rakenteen alueella vaikuttaa poikkileikkauksen yleiseen kestävyys. (16, s. 62-63.)

Hitsattaessa kahta eri teräslaadua valitaan hitsausaine vähemmän seostuneemman teräslaadun mukaan. Näin ollen vertailun poikkileikkauksien hitseissä käytettäisiin korkealujuusterästen vaatimia hitsausaineita uuman ja laippojen välisissä hitsausliitoksissa. Hitsausaine voidaan valita myös sopimaan liitettävien terästen kemiallisen koostumuksen puolivälin arvolle. (29, s. 32; 30, s. 3.)

Vaikka korkeamman lujuuden omaava hitsauslisäaine on kalliimpaa, tulee ottaa huomioon, että käytettäessä HSS-terästä levyn paksuudet pienenevät. Tällöin myös vaadittu hitsin koko pienenee ja hitsauslisäainetta ei kulu niin paljon kuin suurempaa hitsikokoa hitsattaessa. Tämä tulee ottaa huomioon verrattaessa HSS-terästä sisältävän poikkileikkauksen ja perinteisistä rakenneteräksistä toteutetun poikkileikkauksen taloudellisuutta.

5.4 Materiaalien saatavuus

Seitsemän suurimman Suomessa toimivan teräspalveluiden tuottajan varastoista löytyy 400–700 kN/m² myötölujuuden omaavia rakenneteräksiä, joiden korkea lujuus on saatu termomekaanisesti valssaamalla tai nuorruttamalla. Kartoittaessa suoraan varastoista saatavilla olevia teräslaatuja, teräspalveluiden tuottajilta löytyi myös korkealujuusteräslaatuja, jotka eivät esiinny eurokoodissa.

Eri teräslaatuojen varastoista saatavilla olevat teräslaadut ja saatavilla olevien teräslevyjen paksuudet vaihtelevat paljon teräspalveluiden tuottajien välillä riippuen teräksien alkuperäisestä tuottajasta. Joidenkin teräslaatuojen kohdalla tarjotaan vain yhtä paksuutta.

Eniten valinnanvaraa levynpaksuuden suhteen tarjoavat S690 ja S700 laadun teräkset, joita löytyy useimmilta teräspalvelun tuottajilta. Paksuuksia löytyy 6 millimetristä aina huijaan 120 millimetrin paksuuteen. Muita paksuuden suhteen valinnanvaraa tarjoavia teräslaatuja ovat S460 ja S500. Tutkituissa vertailupoikkileikkauksissa käytettyä S600 teräslaadua löytyi vain yhdeltä teräspalveluiden tuottajalta.

Voidaan todeta, että korkealujuusteräksen saatavuus varastossa tietyllä levypaksuudella on hieman vaikeampaa kuin perinteisten teräslujuuksien kanssa. Haluttua lujuutta oikealla paksuudella saadaan kuitenkin suoraan terästuottajalta tilaamalla.

Taulukko 8. Yli S355 teräslaatuojen saatavuus teräspalveluiden tuottajien varastoista. (31; 32; 33; 34; 35; 36; 37)

Teräslaatu	Paksuudet (mm)	Teräspalvelujen tuottajat
S400	10-80	SSAB, TIBNOR
S420	10-30	BE-GROUP
S450	10-40	SSAB, TIBNOR
S460	10-40	FLINKENBERG, OVAKO
S500	8-60	SSAB, TIBNOR
S590	10	KONTINO
S600	ei tietoa	OVAKO
S650	10	SSAB, KONTINO, BE-GROUP, TIBNOR, LEPPINEN STEEL LTD
S690	8-100	SSAB, KONTINO, BE-GROUP, TIBNOR, LEPPINEN STEEL LTD
S700	6-120	SSAB, KONTINO, FLINKENBERG, TIBNOR

6 Yhteenveto ja johtopäätökset

Korkealujuusteräksen käyttö teräsrakenteissa mahdollistaa hoikkien ja arkkitehtonisesti silmää miellyttävien teräsrakenteiden käytön rakennusprojekteissa, koska vaadittu lujuus savutetaan ohuemmilla levynpaksuuksilla. Levynpaksuuksien pieneneminen vähentää teräsrakenteiden painoa ja vähentää hitsauskustannuksia hitsikokojen pienentyessä levynpaksuuden mukana.

Hoikat ja sirot rakenteet voivat johtaa ongelmiin taipumien, väsymisen ja korroosion rajoittamisen suhteen. Vaikka teräksen lujuus on suurempi, se ei vaikuta teräksen kimmo- kertoimeen ja sitä kautta rakenteen taivutusjäykkyyteen.

Verrattuna perinteisiin teräslujuuksiin, korkealujuusteräokset ovat edelleen kalliimpia mutta niiden käytön yleistymisen pienentää hintaeroa yhä enemmän. Korkealujuusteräksen käyttöä jarruttavat myös vähäinen kokemus sen käytöstä ja eurokoodissa esitetyt vähennyskertoimet, joilla saavutetaan kenties ylisuurta varmuutta rakenteissa.

Hybridirakenteisen liittopalkin suunnittelussa erityistä on poikkileikkauksen eri materiaaliarvot ja niiden yhdistetyn taivutuskestävyyden laskenta. Jotta yhdistettyjä materiaaliarvoja voidaan käyttää ja materiaalien voidaan olettaa toimivat yhdessä, on eri materiaalien välillä oltava toimiva leikkausliitos. Yrityksen kotelopalkissa täydellinen leikkausliitos

saavutetaan palkin vinoilla rei'itetyillä uumilla. WQ-palkeissa tätä ei saavuteta, jolloin yhdistettyjä materiaaliominaisuuksia voidaan käyttää vain palkin muodonmuutoksia laskettaessa.

Muita erityisesti liittorakenteissa palkeissa huomioon otettavia asioita ovat betonin ajasta riippuvaiset ominaisuudet ja rakenteen eri rasiustilat.

Hybriditeräsrakenteisen liittopalkin tutkinnassa käytettiin viidensadan, kuudensadan ja seitsemänsadan millimetrin korkuisia kotelopalkkeja. Tavoitteena oli selvittää mitä hyötyjä saavutettaisiin käyttämällä S460 ja S600 korkealujuusterästä kotelopalkkien laipoissa. Kotelopalkit mitoitettiin kahdentoista ja kuudentoista metrin jänneväleille kaupakeskuksien tyypilliselle kuormitukselle. Mitoituksessa käytettiin yrityksen mitoitusohjelmaa.

Saatujen tulosten mukaan suurin hyöty olisi käyttää korkealujuusterästä kotelopalkin paksussa ylälaipassa, jossa levynpaksuutta saadaan vähennettyä enemmän kuin alalaipassa. Palkin painoa saatiin vähennettyä kaksitoista metriä pitkällä ja viisisataa millimetriä korkealla palkilla 19-26 prosenttia, kuusitoista metriä pitkällä ja kuusisataa millimetriä korkealla palkilla 3-10 prosenttia ja kuusitoista metriä pitkällä ja seitsemäsataa millimetriä korkealla palkilla 5-8 prosenttia.

Korkealujuusteräksen käyttö ylälaipassa havaittiin myös parantavan poikkileikkauksen taivutuskestävyyttä enemmän kuin alalaipassa käytetty korkealujuusteräs. Korkealujuusteräksillä taivutuskestävyyttä saatiin parannettu satoja kilonewtonmetrejä verrattuna perinteiseen poikkileikkaukseen, jossa on käytetty S355 laadun terästä.

Ohuempia levynpaksuuksia käytettäessä palkkien taipumat todettiin olevan melko suuria ja niiden vaatima esikorotukset eivät mahdollisesti ole toteutettavissa. Levynpaksuuksien odotettiin pienevän vieläkin enemmän saaduista tuloksista. Kotelopalkeissa uuman vaadittu kallistuskulma määrää laippojen leveyden, jolloin mahdollisuus laippojen pituuden vaihteluun on rajattu. Rajoitettu poikkileikkauksen geometria selittää odotuksia paksuudet levypaksuudet.

Tulokset kertoivat kestävyys jolla heikentyvän tai pysyvän ennallaan, vaikka poikkileikkauksen geometria pysyi samana. Saadut tulokset johtuvat ylälaipan myötäämisestä ennen alalaippaa, jolloin lujuuden kasvulla alalaipassa ei ole merkitystä. Tuloksista tulee

myös huomioida, että mitoitusohjelma ei todennäköisesti tarkasta poikkileikkauksen jännityksiä hitsaus saumojen alueilla, joissa käytetään alennettua kestävyyttä.

Tutkimuksen mukaan korkealujuusteräksen käytöllä ylälaipassa on hyötyä. Korkealujuusteräksen käyttö pudottaa palkin painoa, jotka yhtiö piti ongelmana pitkillä jänneväleillä. Lisätutkimuksena tulisi selvittää mitoitusohjelman tekijöiden kanssa ottaako ohjelma huomioon vähennyskertoimet korkealujuusterästä sisältävän poikkileikkauksen kestävyyslaskennassa. On myös selvitettävä taloudellisesta näkökulmasta, onko rakenne kannattavampi kuin perinteinen ratkaisu. Taloudellisuuden lisätutkimuksessa tulisi ottaa huomioon materiaalin hankinta-, hitsaus- ja kuljetuskustannukset.

Lähteet

- 1 Hitsatut profiilit EN 1993 – käsikirja. 2010. Keuruu: Rautaruukki Oy.
- 2 Koivisto, Kaarlo ym. 2008. Konetekniikan materiaalioppi. Helsinki: Edita.
- 3 Lepola, Pertti & Makkonen, Matti. 2006. Hitsaustekniikat ja teräsrakenteet. Helsinki: Werner Söderström Osakeyhtiö.
- 4 Rautaruukki terästuotteet: suunnittelijan opas 2000. 1999. Raahen Rautaruukki Oy.
- 5 Sorsa, Jouni. 2015. Materiaalitekniikka. Helsinki: Sanoma Pro Oy.
- 6 Tekninen tiedotus 16/87, Lujien rakenneterästen hitsaus. 1987. Helsinki: Metalliteollisuuden Kustannus Oy.
- 7 Lujat erikoisteräksset luovat uutta arkkitehtuuria. 2013. Verkkodokumentti. Rautaruukki Oy. <http://www.ruukki.fi/Uutiset-ja-tapahtumat/Uutisarkisto/2013/Lujat-erikoisterakset-luovat-uutta-arkkitehtuuria>. Päivitetty/tarkistettu 18.2.2014. Luettu 5.8.2015.
- 8 Kukkonen, Juha. 2010. Korkealujuusteräksen käyttö raskaasti kuormitetussa kotelopilarissa. Verkkodokumentti. http://rmseura.tkk.fi/rmlhti/2010/nro1/Rak-Mek_43_1_2010_5.pdf. Luettu 5.8.2015.
- 9 Schröter, Falko. 2006. Trends of using high-strength steel for heavy steel structures. Verkkodokumentti. https://www.dillinger.de/imperia/md/content/dillinger/publikationen/stahlbau/technischeliteratur/dh_trends_of_using_high-strength.pdf. Luettu 10.8.2015.
- 10 Hever, Marc & M.Schröter, Falko. 2004. High performance materials – winning performance. Verkkodokumentti. https://www.dillinger.de/imperia/md/content/dillinger/publikationen/stahlbau/technischeliteratur/dh_high_strength_steel_winning.pdf. Luettu 10.8.2015.
- 11 Orrenmaa, Anssi. 2014. Korkea lujuus tulee. Rakennuslehti 37/2014, s.10.
- 12 Collin, Peter & Johansson, Bernt. 2010. Bridges in high strength steel. Verkkodokumentti. http://stalbyggnadsinstitutet.se/uploads/source/files/Artiklar/Bridges_in_High_Strength_Steel_article.pdf. Luettu 12.8.2015.
- 13 Stroetmann, Richard. 2011. High strength steel for improvement of sustainability. Verkkodokumentti. <http://www.kuk.de/uploads/media/226-lf-de4.pdf>. Luettu 07.10.2015.

- 14 EN1993-1-1: Eurokoodi 3: Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. 2005. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto.
- 15 EN1993-1-12: Eurokoodi 3: Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-12: EN1993 laajennus teräslajeihin S 700 asti. 2007. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto.
- 16 Suomen rakentamismääräyskokoelma, Rakenteiden lujuus ja vakaus, Teräsrakenteet. 2017. Helsinki: ympäristöministeriö.
- 17 Aaro Kohonen Oy:n Messukeskus – suunnitteluprojekti.
- 18 Leskelä, Matti V. 2012. Liittorakenteiden suunnittelu ja mitoitus Eurocode 4 – oppikirja BY 58. Helsinki: BY-Koulutus: Suomen betoniyhdistys.
- 19 EN1994-1-1: Eurokoodi 4: Betoni-teräs liittorakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. 2005. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto.
- 20 Suomen rakentamismääräyskokoelma, Rakenteiden lujuus ja vakaus, Betoni-teräs-liittorakenteet. 2016. Helsinki: ympäristöministeriö.
- 21 EN1993-1-5: Eurokoodi 3: Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-5: Tasomaiset levyrakenteet. 2007. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto.
- 22 EN1993-1-8: Eurokoodi 3: Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-8: Liitosten suunnittelu. 2006. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto.
- 23 Betoninormikortti N:o 18EC: Palkkeihin tuetun ontelolaatan suunnittelu. 2012. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry. Verkkodokumentti. http://www.betoniyhdistys.fi/media/normikortit/normikortti_18ec.pdf. Luettu 10.2.2016.
- 24 Teräsnormikortti N:o 21: WQ-palkin poikkileikkauksen mitoitus normaali -ja palotilanteessa. 2009. Helsinki: Teräsrakenneyhdistys ry. Verkkodokumentti. http://www.terasrakenneyhdistys.fi/document/1/239/65f809d/Terasnormikortti_21.pdf. Luettu 10.2.2016.
- 25 Leskelä, Matti V. 2008. Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus BY210. Helsinki: Suomen Betonitieto Oy
- 26 EN1991-1-1+AC: Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-1: Yleiset kuormat, tilavuuspainot, oma paino ja rakennusten hyötykuormat. 2002. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto.
- 27 Suomen rakentamismääräyskokoelma, Rakenteiden lujuus ja vakaus, Rakenteiden kuormat. 2016. Helsinki: ympäristöministeriö.

- 28 Ontelolaatat. 2010. Verkkodokumentti. Betoniteollisuus Ry. <http://www.element-tisuunnittelu.fi/fi/runkorakenteet/laatat/ontelolaatat>. Luettu 29.4.2016.
- 29 Vähäkainu, Olli. 2002. Hitsaajan opas 2003: Rautaruukin teräkset. Raahen Rautaruukki Steel.
- 30 Hitsaustekniikka-lehti 1/2009. 2009. Suomen Hitsausteknillinen Yhdistys ry. Verkkodokumentti. http://www.shy-hitsaus.net/portals/shy/iBooklet/2009/ht_1_09/index.html#/1/. Luettu 12.04.2017.
- 31 Varastotuotteet ja esikäsittelypalvelut. Rautaruukki Oyj. 2014. Verkkodokumentti. <http://docplayer.fi/10696271-Varastotuotteet-ja-esikasittelypalvelut-stock-products-and-prefabrication-services.html>. Luettu 22.05.2017.
- 32 Kontino Tuoteluettelo. Verkkosivu. <http://www.kontino.fi/varastotuotteet/>. Luettu 22.05.2017.
- 33 BE-GROUP Tuotteet. Verkkosivu. <http://www.begroup.com/fi/BE-Group-Finland/Tuotteet/Levyt/>. Luettu 22.05.2017.
- 34 Flinkenberg Erikoislujat rakenneteräkset. Verkkosivu. <http://www.flinkenberg.fi/steel/teraslevyt/erikoislujat-rakenneterakset/>. Luettu 22.05.2017.
- 35 Tibnor Teräs- ja metallituoteluettelo. Verkkodokumentti. <http://www.tibnor.fi/ohjeet-ja-esitteet/esitteet>. Luettu 22.05.2017.
- 36 Leppinen Steel LTD. Verkkosivu. <http://www.leppinensteel.fi/tuotteet.html>. Luettu 22.05.2017.
- 37 Ovako Products. Verkkodokumentti. http://www.ovako.com/PageFiles/4553/PROCAT16%20Ovako%20products%20version%201.0%20_low%20res.pdf. Luettu 22.05.2017.
- 38 Peltonen, Simo. 2018. Senior Manager. Tutkimus- ja kehitystoiminta. Rakennustuoteteollisuus yritys X. Lahti. Sähköposti keskustelu. 7.2.2018.

Taulukot liittopalkkien mitoituksien tuloksista

Palkin jänneväli L = 12 m, korkeus H = 500 mm

	Ylälaippa		Alalaippa		Taivutuskestävyys		Leikkauskestävyys		Taipuma	Paino	EI	
Tilanne	Leveys [mm]	Paksuus [mm]	Leveys [mm]	Paksuus [mm]	Teräsprofiili [kNm]	Littorakenne [kNm]	Teräsprofiili [kN]	Littorakenne [kN]	[mm]	[kg/m]	It [MNm ²]	st [MNm ²]
S355/S355	330	35	600	30	2131	3093,7	904,2	1664,9	10	361	578,2	727,54
S355/S460	330	35	600	20	2059,2	2965,4	906,3	1664,9	22	292	478,02	596,13
S355/S600	330	35	600	20	2059,2	2965,1	906,3	1664,9	22	292	478,02	596,13
S460/S355	330	30	600	20	2365,3	3076,9	910,9	1682,8	25	279	460,01	584,92
S460/S460	330	25	600	20	2050,4	2890,1	915,4	1694	31	266	440,03	572,73
S600/S355	330	25	600	20	2674,4	3210	915,4	1694	31	266	440,03	572,73
S600/S600	330	25	600	20	2674,4	3414,5	915,4	1694	31	266	440,03	572,73

It = lyhytrakainen, st = pitkärakainen

Palkin jänneväli L = 16 m, korkeus H = 600 mm

	Ylälaippa		Alalaippa		Taivutuskestävyys		Leikkauskestävyys		Taipuma	Paino	EI	
Tilanne	Leveys [mm]	Paksuus [mm]	Leveys [mm]	Paksuus [mm]	Teräsprofiili [kNm]	Littorakenne [kNm]	Teräsprofiili [kN]	Littorakenne [kN]	[mm]	[kg/m]	It [MNm ²]	st [MNm ²]
S355/S355	300	45	600	25	2896	4334,6	957,4	1806,5	62	354	816,93	1014,47
S355/S460	300	40	600	25	2644,6	4562,4	970,6	1822,8	67	342	792,5	999,25
S355/S600	300	45	600	25	2896	4279	967,4	1806,5	62	354	816,93	1014,47
S460/S355	300	35	600	25	3090,7	4411	973,7	1839,1	73	331	766,08	983,03
S460/S460	300	30	600	25	2744,7	4555,9	976,8	1855,3	80	319	737,49	965,75
S600/S355	300	30	600	25	3580	4620,4	976,8	1855,3	80	319	737,49	965,75
S600/S600	300	30	600	25	3580	4722,8	976,8	1855,3	80	319	737,49	965,75

It = lyhytrakainen, st = pitkärakainen


Palkin jänneväli L = 16 m, korkeus H = 700 mm

	Ylälaippa		Alalaippa		Taivutuskestävyys		Leikkauskestävyys		Taipuma	Paino	EI	
Tilanne	Leveys [mm]	Paksuus [mm]	Leveys [mm]	Paksuus [mm]	Teräsprofiili [kNm]	Littorakenne [kNm]	Teräsprofiili [kN]	Littorakenne [kN]	[mm]	[kg/m]	It [MNm ²]	st [MNm ²]
S355/S355	580	15	900	15	2480,3	4636,1	1028	1937,5	55	296	1024,08	1408,89
S355/S460	580	15	900	15	2480,3	5311,6	1028	1937,5	55	296	1024,08	1408,89
S355/S600	580	15	900	15	2480,3	6016,4	1028	1937,5	55	296	1024,08	1408,89
S460/S355	580	12	900	15	2712,5	4677,8	1029,3	1946	65	282	980,19	1380,63
S460/S460	580	10	900	15	2373,2	5185,8	1030,1	1951,6	74	273	948,66	1361,02
S600/S355	580	10	900	15	3094,4	4776,1	1030,1	1951,6	74	273	948,66	1361,02
S600/S600	580	6	900	15	3095,4	5613,4	1030,1	1962,9	102	273	880,09	1316,65

It = lyhytrakainen, st = pitkärakainen

**Mitoitusraportit yrityksen mitoitusohjelmasta (vain työn tilaajan käyttöön,
ei sisälly kirjalliseen raporttiin)**

Vertailulaskujen mitoitusraportit Shape-Thin-ohjelmasta



Jan Ramstedt
 Hybriditeräsrakenteinen liittopalkki
 Insinööritoimisto

Page: 1/1
 Sheet: 1

MODEL

Project: Vertailu_PL
 Insinööritoimiston poikkeuslaskut

Model: D50-600-35-30-G355-G355

Date: 29.5.2017

1.2.1 MATERIALS - LIMIT STRESS

Material No.	Material Description	Element Thickness [mm]		Yield Stress f_{yk} [N/mm ²]	Limit Stress [N/mm ²]		
		From	To		σ_s	τ	σ_v
1	Steel S 355 EN 10025-2:2004-11	0.0	101.6	355.0	355.0	205.0	355.0
2	Steel S 460 N EN 10025-3:2004-11	0.0	16.0	460.0	460.0	265.6	460.0
		16.0	40.0	440.0	440.0	254.0	440.0
		40.0	63.0	430.0	430.0	243.3	430.0
		63.0	80.0	410.0	410.0	236.7	410.0
		80.0	100.0	400.0	400.0	230.9	400.0
		100.0	150.0	380.0	380.0	219.4	380.0
		150.0	200.0	370.0	370.0	213.6	370.0
3	Steel S 600 MC EN 1993-1-12:2007-02	0.0	8.0	600.0	600.0	346.4	600.0
		8.0	16.0	600.0	600.0	346.4	600.0

1.4 ELEMENTS

Element No.	Type	Nodes No.	Material No.	Thickness [mm]	Length [mm]	Comment
1	Polyline	1,3	1	30.0	130.0	
2	Polyline	3,7	1	8.0	515.5	
3	Polyline	5,9	1	8.0	515.5	
4	Polyline	7,8	1	35.0	330.0	
5	Polyline	3,5	1	30.0	600.0	
6	Polyline	5,2	1	30.0	130.0	

4.1 SECTION PROPERTIES

Description	Symbol	Value	Unit	Comment
Cross-sectional area	A	45281.5	mm ²	
	A_{geom}	45281.5	mm ²	geometric cross-sectional area (not ideal)
Shear areas	A_y	26992.3	mm ²	
	A_z	7338.9	mm ²	
Centroid position	$Y_{C,0}$	430.0	mm	relative to zero point
	$Z_{C,0}$	-171.6	mm	
Moments of inertia	I_y	2.20E+09	mm ⁴	about centroidal axes y, z
	I_z	2.13E+09	mm ⁴	
Inclination of principal axes	α	0.00	°	clockwise
Polar moments of inertia	I_p	4.32E+09	mm ⁴	
	$I_{p,M}$	4.42E+09	mm ⁴	about shear center M
Radii of gyration	i_y	220.2	mm	relative to centroid C
	i_z	216.8	mm	
Polar radii of gyration	$i_{p,M}$	309.0	mm	
	$r_{p,M}$	312.5	mm	about shear center M
Warping radius of gyration	$i_{w,M}$	61.6	mm	
Cross-section weight	G	341.9	kg/m	
Cross-section perimeter	U	4441.2	mm	Incl. inner side of cells
Cross-section outer perimeter	U_o	2554.9	mm	
Cross-section inner perimeter	U_i	1886.3	mm	
Torsional constant	I_t	1.36E+09	mm ⁴	calculated analytically
Torsional constant St. Ven.	$I_{t,St.Ven.}$	1.25E+07	mm ⁴	
Torsional constant, Bredt portion.	$I_{t,Bredt}$	1.35E+09	mm ⁴	
Secondary torsional constant	$I_{t,s}$	7.59E+08	mm ⁴	
Location of the shear center	$Y_{M,0}$	430.0	mm	relative to zero point
	$Z_{M,0}$	-124.4	mm	
	Y_M	0.0	mm	relative to centroid C
	Z_M	47.1	mm	
Warping constants	$I_{w,C}$	2.1E+13	mm ⁶	relative to centroid C
	$I_{w,M}$	1.7E+13	mm ⁶	about shear center M
Auxiliary value for warp rotation	$r_{w,M}$	0.000		
Section moduli	$W_{y,mm}$	1.18E+07	mm ³	in distance 186.6 mm
	$W_{y,mm}$	-6.35E+06	mm ³	in distance -343.4 mm
	$W_{z,mm}$	4960367.6	mm ³	in distance 430.0 mm
	$W_{z,mm}$	-4.95E+06	mm ³	in distance -430.0 mm
Warping section moduli	$W_{w,M,mm}$	3.51E+08	mm ⁴	in node 7
	$W_{w,M,mm}$	-3.51E+08	mm ⁴	in node 8
Torsional section modulus	W_t	3701487.9	mm ³	
Stability parameters	r_{ty}	-40.1	mm	
	r_{tz}	-133.2	mm	
Reduction factor	χ_{red}	0.0	1/mm	
Max. plastic bending moments	$M_{pl,y,d}$	2786.747	kNm	
	$M_{pl,z,d}$	2958.509	kNm	
Max. plastic section moduli	$W_{pl,y}$	7849991.5	mm ³	$\alpha_{pl,y} = 1.23$
	$W_{pl,z}$	8333829.0	mm ³	$\alpha_{pl,z} = 1.68$
Plastic shear areas	$A_{pl,y}$	39510.2	mm ²	
	$A_{pl,z}$	7960.0	mm ²	
Position of area bisecting axes	$f_{y,0}$	430.0	mm	relative to zero point
	$f_{z,0}$	-11.3	mm	
Plastic shear forces	$V_{pl,y,d}$	8097.98	kN	
	$V_{pl,z,d}$	1631.48	kN	
Plastic axial force	$N_{pl,d}$	16078.05	kN	
Buckling curves	$BC_{y,u}$	c		user-defined
	$BC_{z,u}$	c		

SHAPE-THIN 8.09.01- Section properties and analysis for thin-walled cross-sections

www.dlubal.com



Jan Ramstedt
Hybriditeräsrakenteinen liittopalkki
Insinöörityö

Page: 1/1
Sheet: 1
MODEL

Project: Vertailu_PL Model: D50-600-35-20-S355-S460 Date: 29.5.2017
Insinöörityön poikkileikkaukset

1.2.1 MATERIALS - LIMIT STRESS

Material No.	Material Description	Element Thickness [mm]		Yield Stress f_{yk} [N/mm ²]	Limit Stress [N/mm ²]		
		From	To		σ_x	τ	σ_v
1	Steel S 355 EN 10025-2:2004-11	0.0	101.6	355.0	355.0	205.0	355.0
2	Steel S 460 N EN 10025-3:2004-11	0.0	16.0	460.0	460.0	265.6	460.0
		16.0	40.0	440.0	440.0	254.0	440.0
		40.0	63.0	430.0	430.0	246.3	430.0
		63.0	80.0	410.0	410.0	236.7	410.0
		80.0	100.0	400.0	400.0	230.9	400.0
		100.0	150.0	380.0	380.0	219.4	380.0
		150.0	200.0	370.0	370.0	213.6	370.0
3	Steel S 600 MC EN 1993-1-12:2007-02	0.0	8.0	600.0	600.0	346.4	600.0
		8.0	16.0	600.0	600.0	346.4	600.0

1.4 ELEMENTS

Element No.	Type	Nodes No.	Material No.	Thickness [mm]	Length [mm]	Comment
1	Polyline	1,3	2	20.0	130.0	
2	Polyline	3,10	1	8.0	510.7	
3	Polyline	5,11	1	8.0	510.7	
4	Polyline	10,11	1	35.0	330.0	
5	Polyline	3,5	2	20.0	600.0	
6	Polyline	5,2	2	20.0	130.0	

4.1 SECTION PROPERTIES

Description	Symbol	Value	Unit	Comment
Cross-sectional area	A	36709.8	mm ²	
	A_{geom}	36709.8	mm ²	geometric cross-sectional area (not ideal)
Shear areas	A_y	19861.4	mm ²	
	A_z	7181.1	mm ²	
Centroid position	$y_{c,0}$	430.0	mm	relative to zero point
	$z_{c,0}$	-209.0	mm	
Moments of inertia	I_y	1.85E+09	mm ⁴	about centroidal axes y, z
	I_z	1.60E+09	mm ⁴	
Inclination of principal axes	α	0.00	°	clockwise
Polar moments of inertia	I_p	3.45E+09	mm ⁴	
	$I_{p,M}$	3.51E+09	mm ⁴	about shear center M
Radii of gyration	i_y	224.3	mm	relative to centroid C
	i_z	209.0	mm	
Polar radii of gyration	i_p	306.6	mm	
	$i_{p,M}$	309.3	mm	about shear center M
Warping radius of gyration	$i_{w,M}$	60.2	mm	
Cross-section weight	G	277.0	kg/m	
Cross-section perimeter	U	4423.2	mm	incl. inner side of cells
Cross-section outer perimeter	U_o	2533.0	mm	
Cross-section inner perimeter	U_i	1890.2	mm	
Torsional constant	I_t	1.26E+09	mm ⁴	calculated analytically
Torsional constant St. Ven.	$I_{t,St.Ven.}$	7150294.3	mm ⁴	
Torsional constant, Bredt portion.	$I_{t,Bredt}$	1.26E+09	mm ⁴	
Secondary torsional constant	I_{ts}	5.85E+08	mm ⁴	
Location of the shear center	$y_{M,0}$	430.0	mm	relative to zero point
	$z_{M,0}$	-167.8	mm	
	y_M	0.0	mm	relative to centroid C
	z_M	41.3	mm	
Warping constants	$I_{w,C}$	1.5E+13	mm ⁶	relative to centroid C
	$I_{w,M}$	1.3E+13	mm ⁶	about shear center M
Auxiliary value for warp rotation	$r_{w,M}$	0.000		
Section moduli	$W_{y,mm}$	8433212.0	mm ³	in distance 219.0 mm
	$W_{y,min}$	-5.14E+05	mm ³	in distance -301.0 mm
	$W_{z,mm}$	3729348.0	mm ³	in distance 430.0 mm
	$W_{z,min}$	-3.73E+05	mm ³	in distance -430.0 mm
Warping section moduli	$W_{w,M,mm}$	3.13E+08	mm ⁴	in node 8
	$W_{w,M,min}$	-3.13E+08	mm ⁴	in node 9
Torsional section modulus	W_t	3664287.0	mm ³	
Stability parameters	r_0	38.5	mm	
	$r_{0,y}$	-43.0	mm	
Reduction factor	χ_{pl}	0.0	1/mm	
Max. plastic bending moments	$M_{pl,y,d}$	2729.440	kNm	
	$M_{pl,z,d}$	2618.016	kNm	
Max. plastic section moduli	$W_{pl,y}$	7650774.0	mm ³	$\alpha_{pl,y} = 1.25$
	$W_{pl,z}$	6491537.0	mm ³	$\alpha_{pl,z} = 1.74$
Plastic shear areas	$A_{pl,y}$	35028.5	mm ²	
	$A_{pl,z}$	7880.0	mm ²	
Position of area bisecting axes	$f_{y,0}$	430.1	mm	relative to zero point
	$f_{z,0}$	-9.1	mm	
Plastic shear forces	$V_{pl,y,d}$	7179.42	kN	
	$V_{pl,z,d}$	1615.08	kN	
Plastic axial force	$N_{pl,d}$	14486.56	kN	
Buckling curves	BC_{y1}	c		user-defined
	BC_{y2}	c		



Jan Ramstedt
Hybriditeräsrakenteinen liittopalkki
Insinöörityö

Page: 1/1

Sheet: 1

MODEL

Project: Vertailu_PL

Model: D50-600-35-20-S355-S600

Date: 29.5.2017

Insinöörityön poikkileikkaukset

1.2.1 MATERIALS - LIMIT STRESS

Material No.	Material Description	Element Thickness [mm]		Yield Stress f_{yk} [N/mm ²]	Limit Stress [N/mm ²]		
		From	To		σ_x	τ	σ_y
1	Steel S 355 EN 10025-2:2004-11	0.0	101.6	355.0	355.0	205.0	355.0
2	Steel S 460 N EN 10025-3:2004-11	0.0	16.0	460.0	460.0	265.6	460.0
		16.0	40.0	440.0	440.0	254.0	440.0
		40.0	63.0	430.0	430.0	248.3	430.0
		63.0	80.0	410.0	410.0	236.7	410.0
		80.0	100.0	400.0	400.0	230.9	400.0
		100.0	150.0	380.0	380.0	219.4	380.0
		150.0	200.0	370.0	370.0	213.6	370.0
3	Steel S 600 MC EN 1993-1-12:2007-02	0.0	8.0	600.0	600.0	346.4	600.0
		8.0	16.0	600.0	600.0	346.4	600.0

1.4 ELEMENTS

Element No.	Type	Nodes No.	Material No.	Thickness [mm]	Length [mm]	Comment
1	Polyline	1,3	3	20.0	130.0	
2	Polyline	3,10	1	8.0	510.7	
3	Polyline	5,11	1	8.0	510.7	
4	Polyline	10,11	1	35.0	330.0	
5	Polyline	3,5	3	20.0	600.0	
6	Polyline	5,2	3	20.0	130.0	

4.1 SECTION PROPERTIES

Description	Symbol	Value	Unit	Comment
Cross-sectional area	A	36709.8	mm ²	
	A_{geom}	36709.8	mm ²	geometric cross-sectional area (not ideal)
Shear areas	A_v	19861.4	mm ²	
	A_{v0}	7181.1	mm ²	
Centroid position	$Y_{c,0}$	430.0	mm	relative to zero point
	$Z_{c,0}$	-209.0	mm	
Moments of inertia	I_y	1.85E+09	mm ⁴	about centroidal axes y, z
	I_z	1.60E+09	mm ⁴	
Inclination of principal axes	α	0.00	°	clockwise
Polar moments of inertia	I_p	3.45E+09	mm ⁴	
	$I_{p, M}$	3.51E+09	mm ⁴	about shear center M
Radius of gyration	r_y	224.3	mm	relative to centroid C
	r_z	209.0	mm	
Polar radii of gyration	r_p	306.6	mm	
	$r_{p, M}$	309.3	mm	about shear center M
Warping radius of gyration	$r_{w, M}$	60.2	mm	
Cross-section weight	G	277.0	kg/m	
Cross-section perimeter	U	4423.2	mm	Incl. inner side of cells
Cross-section outer perimeter	U_o	2533.0	mm	
Cross-section inner perimeter	U_i	1890.2	mm	
Torsional constant	I_t	1.26E+09	mm ⁴	calculated analytically
Torsional constant St. Ven.	$I_{t, St. Ven.}$	7150294.3	mm ⁴	
Torsional constant, Bredt portion	$I_{t, Bredt}$	1.26E+09	mm ⁴	
Secondary torsional constant	$I_{t, s}$	5.85E+08	mm ⁴	
Location of the shear center	$Y_{sc,0}$	430.0	mm	relative to zero point
	$Z_{sc,0}$	-167.8	mm	
	Y_{sc}	0.0	mm	relative to centroid C
	Z_{sc}	41.3	mm	
Warping constants	$I_{w, C}$	1.5E+13	mm ⁶	relative to centroid C
	$I_{w, M}$	1.3E+13	mm ⁶	about shear center M
Auxiliary value for warp rotation	$r_{w, M}$	0.000		
Section moduli	$W_{y, max}$	8433212.0	mm ³	In distance 219.0 mm
	$W_{y, min}$	-6.14E+06	mm ³	In distance -301.0 mm
	$W_{z, max}$	3729348.0	mm ³	In distance 430.0 mm
	$W_{z, min}$	-3.73E+06	mm ³	In distance -430.0 mm
Warping section moduli	$W_{w, M, max}$	3.13E+08	mm ⁴	In node 8
	$W_{w, M, min}$	-3.13E+08	mm ⁴	In node 9
Torsional section modulus	W_t	3664287.0	mm ³	
Stability parameters	r_0	38.5	mm	
	$r_{0, y}$	-43.0	mm	
Reduction factor	$\chi_{y, y}$	0.0	1/mm	
Max. plastic bending moments	$M_{pl, y, R}$	2751.634	kNm	
	$M_{pl, z, R}$	3208.617	kNm	
Max. plastic section moduli	$W_{pl, y}$	7665061.8	mm ³	$\phi_{pl, y}$: 1.25
	$W_{pl, z}$	6491537.7	mm ³	$\phi_{pl, z}$: 1.74
Plastic shear areas	$A_{pl, y}$	42780.6	mm ²	
	$A_{pl, z}$	7880.0	mm ²	
Position of area bisecting axes	$r_{p, y}$	430.1	mm	relative to zero point
	$r_{p, z}$	-6.7	mm	
Plastic shear forces	$V_{pl, y, R}$	8768.28	kN	
	$V_{pl, z, R}$	1615.08	kN	
Plastic axial force	$N_{pl, R}$	17234.98	kN	
Buckling curves	$BC_{y, y}$	c		user-defined
	$BC_{y, z}$	c		



Jan Ramstedt
Hybriditeräsrakenteinen liittopalkki
Insinöörityö

Page: 1/1
Sheet: 1
MODEL

Project: Vertailu_PL Model: D50-600-35-20-S460-S355 Date: 29.5.2017
Insinöörityön poikkileikkaukset

1.2.1 MATERIALS - LIMIT STRESS

Material No.	Material Description	Element Thickness [mm]		Yield Stress f_{yk} [N/mm ²]	Limit Stress [N/mm ²]		
		From	To		σ_s	τ	σ_v
1	Steel S 355 EN 10025-2:2004-11	0.0	101.6	355.0	355.0	205.0	355.0
2	Steel S 460 N EN 10025-3:2004-11	0.0	16.0	460.0	460.0	265.6	460.0
		16.0	40.0	440.0	440.0	264.0	440.0
		40.0	63.0	430.0	430.0	248.3	430.0
		63.0	80.0	410.0	410.0	236.7	410.0
		80.0	100.0	400.0	400.0	230.9	400.0
		100.0	150.0	380.0	380.0	219.4	380.0
		150.0	200.0	370.0	370.0	213.6	370.0
3	Steel S 600 MC EN 1993-1-12:2007-02	0.0	8.0	600.0	600.0	346.4	600.0
		8.0	16.0	600.0	600.0	346.4	600.0

1.4 ELEMENTS

Element No.	Type	Nodes No.	Material No.	Thickness [mm]	Length [mm]	Comment
1	Polyline	1,3	1	20.0	130.0	
2	Polyline	3,10	1	8.0	510.7	
3	Polyline	5,11	1	8.0	510.7	
4	Polyline	10,11	2	30.0	330.0	
5	Polyline	3,5	1	20.0	600.0	
6	Polyline	5,2	1	20.0	130.0	

4.1 SECTION PROPERTIES

Description	Symbol	Value	Unit	Comment
Cross-sectional area	A	35050.5	mm ²	
	A_{geom}	35050.5	mm ²	geometric cross-sectional area (not ideal)
Shear areas	A_v	19383.4	mm ²	
	A_z	7152.3	mm ²	
Centroid position	$y_{c,0}$	430.0	mm	relative to zero point
	$z_{c,0}$	-195.6	mm	
Moments of inertia	I_y	1.71E+09	mm ⁴	about centroidal axes y, z
	I_z	1.59E+09	mm ⁴	
Inclination of principal axes	α	0.00	°	clockwise
Polar moments of inertia	I_p	3.30E+09	mm ⁴	
	$I_{p,M}$	3.33E+09	mm ⁴	about shear center M
Radii of gyration	i_y	220.7	mm	relative to centroid C
	i_z	212.9	mm	
Polar radii of gyration	i_p	306.6	mm	
	$i_{p,M}$	308.3	mm	about shear center M
Warping radius of gyration	$i_{w,M}$	57.4	mm	
Cross-section weight	G	264.6	kg/m	
Cross-section perimeter	U	4413.6	mm	incl. inner side of cells
Cross-section outer perimeter	U_o	2529.0	mm	
Cross-section inner perimeter	U_i	1885.7	mm	
Torsional constant	I_t	1.25E+09	mm ⁴	calculated analytically
Torsional constant St. Ven.	$I_{t,St.Ven.}$	540404.6	mm ⁴	
Torsional constant, Bredt portion.	$I_{t,Bredt}$	1.24E+09	mm ⁴	
Secondary torsional constant	I_{ts}	4.92E+08	mm ⁴	
Location of the shear center	$y_{M,0}$	430.0	mm	relative to zero point
	$z_{M,0}$	-162.8	mm	
	y_M	0.0	mm	relative to centroid C
	z_M	32.8	mm	
Warping constants	$I_{w,C}$	1.3E+13	mm ⁶	relative to centroid C
	$I_{w,M}$	1.1E+13	mm ⁶	about shear center M
Auxiliary value for warp rotation	$\Gamma_{w,M}$	0.000		
Section moduli	$W_{y,mm}$	8302435.2	mm ³	in distance 205.6 mm
	$W_{y,min}$	-5.47E+06	mm ³	in distance -311.9 mm
	$W_{z,mm}$	3693934.5	mm ³	in distance 430.0 mm
	$W_{z,min}$	-3.69E+06	mm ³	in distance -430.0 mm
Warping section moduli	$W_{w,M,max}$	2.78E+08	mm ⁴	in node 8
	$W_{w,M,min}$	-2.78E+08	mm ⁴	in node 9
Torsional section modulus	W_{t}	3664287.0	mm ³	
Stability parameters	$r_{t,y}$	13.1	mm	
	$r_{t,z}$	-51.9	mm	
Reduction factor	$\chi_{M,y}$	0.0	1/mm	
Max. plastic bending moments	$M_{pl,y,d}$	2789.821	kNm	
	$M_{pl,z,d}$	2325.595	kNm	
Max. plastic section moduli	$W_{pl,y}$	6930460.5	mm ³	$\alpha_{pl,y}: 1.27$
	$W_{pl,z}$	6355412.4	mm ³	$\alpha_{pl,z}: 1.72$
Plastic shear areas	$A_{pl,y}$	31630.6	mm ²	
	$A_{pl,z}$	7880.0	mm ²	
Position of area bisecting axes	$r_{y,0}$	430.0	mm	relative to zero point
	$r_{z,0}$	-100.9	mm	
Plastic shear forces	$V_{pl,y,d}$	6482.99	kN	
	$V_{pl,z,d}$	1615.08	kN	
Plastic axial force	$N_{pl,d}$	13282.99	kN	
Buckling curves	BC _y	c		user-defined
	BC _z	c		



Jan Ramstedt
Hybriditeräsrakenteinen liittopalkki
Insinöörityö

Page: 1/1
Sheet: 1
MODEL

Project: Vertailu_PL Model: D50-600-35-20-S460-S460 Date: 29.5.2017
Insinöörityön poikkileikkaukset

1.2.1 MATERIALS - LIMIT STRESS

Material No.	Material Description	Element Thickness [mm]		Yield Stress f_{yk} [N/mm ²]	Limit Stress [N/mm ²]		
		From	To		σ_x	τ	σ_v
1	Steel S 355 EN 10025-2:2004-11	0.0	101.6	355.0	355.0	205.0	355.0
2	Steel S 460 N EN 10025-3:2004-11	0.0	16.0	460.0	460.0	265.6	460.0
		16.0	40.0	440.0	440.0	254.0	440.0
		40.0	63.0	430.0	430.0	248.3	430.0
		63.0	80.0	410.0	410.0	236.7	410.0
		80.0	100.0	400.0	400.0	230.9	400.0
		100.0	150.0	380.0	380.0	219.4	380.0
		150.0	200.0	370.0	370.0	213.6	370.0
3	Steel S 600 MC EN 1993-1-12:2007-02	0.0	8.0	600.0	600.0	346.4	600.0
		8.0	16.0	600.0	600.0	346.4	600.0

1.4 ELEMENTS

Element No.	Type	Nodes No.	Material No.	Thickness [mm]	Length [mm]	Comment
1	Polyline	1,3	2	20.0	130.0	
2	Polyline	3,7	1	8.0	515.5	
3	Polyline	5,8	1	8.0	515.5	
4	Polyline	7,8	2	25.0	330.0	
5	Polyline	3,5	2	20.0	600.0	
6	Polyline	5,2	2	20.0	130.0	

4.1 SECTION PROPERTIES

Description	Symbol	Value	Unit	Comment
Cross-sectional area	A	33486.2	mm ²	
	A_{geom}	33486.2	mm ²	geometric cross-sectional area (not ideal)
Shear areas	A_v	18630.5	mm ²	
	A_s	7198.4	mm ²	
Centroid position	$y_{C,0}$	430.0	mm	relative to zero point
	$z_{C,0}$	-183.0	mm	
Moments of inertia	I_y	1.59E+09	mm ⁴	about centroidal axes y, z
	I_z	1.58E+09	mm ⁴	
Inclination of principal axes	α	0.00	°	clockwise
Polar moments of inertia	I_p	3.17E+09	mm ⁴	
	$I_{p,M}$	3.19E+09	mm ⁴	about shear center M
Radius of gyration	r_y	217.8	mm	relative to centroid C
	r_z	217.1	mm	
Polar radii of gyration	r_p	307.5	mm	
	$r_{p,M}$	306.5	mm	about shear center M
Warping radius of gyration	$i_{w,M}$	54.3	mm	
Cross-section weight	G	252.7	kg/m	
Cross-section perimeter	U	4431.7	mm	Incl. inner side of cells
Cross-section outer perimeter	U_o	2532.6	mm	
Cross-section inner perimeter	U_i	1899.2	mm	
Torsional constant	I_t	1.25E+09	mm ⁴	calculated analytically
Torsional constant St. Ven.	$I_{t,St Ven.}$	4154440.8	mm ⁴	
Torsional constant, Bredt portion.	$I_{t,Bredt}$	1.24E+09	mm ⁴	
Secondary torsional constant	I_{kx}	4.03E+08	mm ⁴	
Location of the shear center	$y_{S,0}$	430.0	mm	relative to zero point
	$z_{S,0}$	-158.1	mm	
	y_S	0.0	mm	relative to centroid C
	z_S	24.9	mm	
Warping constants	$I_{w,C}$	1.0E+13	mm ⁶	relative to centroid C
	$I_{w,M}$	9.39E+12	mm ⁶	about shear center M
Auxiliary value for warp rotation	$r_{w,M}$	0.000		
Section moduli	$W_{y,rel}$	8230408.8	mm ³	in distance 193.0 mm
	$W_{y,min}$	-4.86E+06	mm ³	in distance -327.0 mm
	$W_{z,rel}$	3669643.9	mm ³	in distance 430.0 mm
	$W_{z,min}$	-3.67E+06	mm ³	in distance -430.0 mm
Warping section moduli	$W_{w,M,rel}$	2.46E+08	mm ⁴	in node 7
	$W_{w,M,min}$	-2.46E+08	mm ⁴	in node 8
Torsional section modulus	W_t	3701487.9	mm ³	
Stability parameters	$r_{t,0}$	-15.9	mm	
	$r_{t,kx}$	-65.1	mm	
Reduction factor	χ_{M1}	0.0	1/mm	
Max. plastic bending moments	$M_{pl,y,d}$	2534.129	kNm	
	$M_{pl,z,d}$	2585.686	kNm	
Max. plastic section moduli	$W_{pl,y}$	6136907.9	mm ³	$\phi_{k,y}: 1.26$
	$W_{pl,z}$	6237510.9	mm ³	$\phi_{k,z}: 1.70$
Plastic shear areas	$A_{pl,y}$	33703.8	mm ²	
	$A_{pl,z}$	7960.0	mm ²	
Position of area bisecting axes	$r_{y,0}$	430.1	mm	relative to zero point
	$r_{z,0}$	-8.6	mm	
Plastic shear forces	$V_{pl,y,d}$	6907.92	kN	
	$V_{pl,z,d}$	1631.48	kN	
Plastic axial force	$N_{pl,d}$	14044.26	kN	
Buckling curves	BC_{y1}	c		user-defined
	BC_{z1}	c		



Jan Ramstedt
Hybriditeräsraakenainen liittopalkki
Insinöörityö

Page: 1/1

Sheet: 1

MODEL

Project: Vertailu_PL

Model: D50-600-35-20-0600-S355

Date: 29.5.2017

Insinöörityön poikkileikkaukset

1.2.1 MATERIALS - LIMIT STRESS

Material No.	Material Description	Element Thickness [mm]		Yield Stress f_{yk} [N/mm ²]	Limit Stress [N/mm ²]		
		From	To		σ_x	τ	σ_y
1	Steel S 355 EN 10025-2:2004-11	0.0	101.6	355.0	355.0	205.0	355.0
2	Steel S 460 N EN 10025-3:2004-11	0.0	16.0	460.0	460.0	265.5	460.0
		16.0	40.0	440.0	440.0	254.0	440.0
		40.0	63.0	430.0	430.0	248.3	430.0
		63.0	80.0	410.0	410.0	236.7	410.0
		80.0	100.0	400.0	400.0	230.9	400.0
		100.0	150.0	380.0	380.0	219.4	380.0
		150.0	200.0	370.0	370.0	213.6	370.0
3	Steel S 600 MC EN 1993-1-12:2007-02	0.0	8.0	600.0	600.0	346.4	600.0
		8.0	16.0	600.0	600.0	346.4	600.0

1.4 ELEMENTS

Element No.	Type	Nodes No.	Material No.	Thickness [mm]	Length [mm]	Comment
1	Polyline	1,3	1	20.0	130.0	
2	Polyline	3,7	1	8.0	515.5	
3	Polyline	5,8	1	8.0	515.5	
4	Polyline	7,8	3	25.0	330.0	
5	Polyline	3,5	1	20.0	600.0	
6	Polyline	5,2	1	20.0	130.0	

4.1 SECTION PROPERTIES

Description	Symbol	Value	Unit	Comment
Cross-sectional area	A	33486.2	mm ²	
	A_{geom}	33486.2	mm ²	geometric cross-sectional area (not ideal)
Shear areas	A_y	18830.5	mm ²	
	A_z	7198.4	mm ²	
Centroid position	$y_{c,0}$	430.0	mm	relative to zero point
	$z_{c,0}$	-183.0	mm	
Moments of inertia	I_y	1.59E+09	mm ⁴	about centroidal axes y, z
	I_z	1.58E+09	mm ⁴	
Inclination of principal axes	α	0.00	°	clockwise
Polar moments of inertia	I_p	3.17E+09	mm ⁴	
	$I_{p,M}$	3.19E+09	mm ⁴	about shear center M
Radii of gyration	i_y	217.8	mm	relative to centroid C
	i_z	217.1	mm	
Polar radii of gyration	i_p	307.5	mm	
	$r_{p,M}$	308.5	mm	about shear center M
Warping radius of gyration	$i_{w,M}$	54.3	mm	
Cross-section weight	G	252.7	kg/m	
Cross-section perimeter	U	4431.7	mm	incl. inner side of cells
Cross-section outer perimeter	U_o	2532.6	mm	
Cross-section inner perimeter	U_i	1899.2	mm	
Torsional constant	I_t	1.25E+09	mm ⁴	calculated analytically
Torsional constant St. Ven.	$I_{t,St Ven.}$	4154440.8	mm ⁴	
Torsional constant, Bredt portion.	$I_{t,Bredt}$	1.24E+09	mm ⁴	
Secondary torsional constant	$I_{t,k}$	4.03E+08	mm ⁴	
Location of the shear center	$y_{M,0}$	430.0	mm	relative to zero point
	$z_{M,0}$	-158.1	mm	
	y_M	0.0	mm	relative to centroid C
	z_M	24.9	mm	
Warping constants	$I_{w,C}$	1.0E+13	mm ⁶	relative to centroid C
	$I_{w,M}$	9.39E+12	mm ⁶	about shear center M
Auxiliary value for warp rotation	$r_{w,M}$	0.000		
Section moduli	$W_{y,y,min}$	8230408.8	mm ³	in distance 193.0 mm
	$W_{y,y,max}$	-4.86E+06	mm ³	in distance -327.0 mm
	$W_{z,z,min}$	3669643.9	mm ³	in distance 430.0 mm
	$W_{z,z,max}$	-3.67E+06	mm ³	in distance -430.0 mm
Warping section moduli	$W_{w,M,min}$	2.46E+08	mm ⁴	in node 7
	$W_{w,M,max}$	-2.46E+08	mm ⁴	in node 8
Torsional section modulus	W_t	3701467.9	mm ³	
Stability parameters	$r_{t,y}$	-15.9	mm	
	$r_{t,z}$	-65.1	mm	
Reduction factor	$\chi_{M,y}$	0.0	1/mm	
Max. plastic bending moments	$M_{pl,y,d}$	3042.057	kNm	
	$M_{pl,z,d}$	2381.069	kNm	
Max. plastic section moduli	$W_{pl,y}$	6612451.8	mm ³	$\alpha_{pl,y} = 1.36$
	$W_{pl,z}$	6237510.5	mm ³	$\alpha_{pl,z} = 1.70$
Plastic shear areas	$A_{pl,y}$	33303.8	mm ²	
	$A_{pl,z}$	7960.0	mm ²	
Position of area bisecting axes	$r_{y,0}$	430.0	mm	relative to zero point
	$r_{z,0}$	-153.8	mm	
Plastic shear forces	$V_{pl,y,d}$	6825.93	kN	
	$V_{pl,z,d}$	1631.45	kN	
Plastic axial force	$N_{pl,d}$	13904.96	kN	
Buckling curves	BC _{yL}	c		user-defined
	BC _{zL}	c		



Jan Ramstedt
Hybriditeräsrakenteinen liittopalkki
Insinöörityö

Page: 1/1
Sheet: 1
MODEL

Project: Vertailu_PL Model: D50-600-35-20-S600-S600 Date: 29.5.2017
Insinöörityön poikkileikkaukset

1.2.1 MATERIALS - LIMIT STRESS

Material No.	Material Description	Element Thickness [mm]		Yield Stress f_{yk} [N/mm ²]	Limit Stress [N/mm ²]		
		From	To		σ_x	τ	σ_y
1	Steel S 355 EN 10025-2:2004-11	0.0	101.6	355.0	355.0	205.0	355.0
2	Steel S 460 N EN 10025-3:2004-11	0.0	16.0	460.0	460.0	265.6	460.0
		16.0	40.0	440.0	440.0	264.0	440.0
		40.0	63.0	430.0	430.0	248.3	430.0
		63.0	80.0	410.0	410.0	236.7	410.0
		80.0	100.0	400.0	400.0	230.9	400.0
		100.0	150.0	380.0	380.0	219.4	380.0
		150.0	200.0	370.0	370.0	213.6	370.0
3	Steel S 600 MC EN 1993-1-12:2007-02	0.0	8.0	600.0	600.0	346.4	600.0
		8.0	16.0	600.0	600.0	346.4	600.0

1.4 ELEMENTS

Element No.	Type	Nodes No.	Material No.	Thickness [mm]	Length [mm]	Comment
1	Polyline	1,3	3	20.0	130.0	
2	Polyline	3,7	1	8.0	515.5	
3	Polyline	5,8	1	8.0	515.5	
4	Polyline	7,8	3	25.0	330.0	
5	Polyline	3,5	3	20.0	600.0	
6	Polyline	5,2	3	20.0	130.0	

4.1 SECTION PROPERTIES

Description	Symbol	Value	Unit	Comment
Cross-sectional area	A	33486.2	mm ²	
	A_{geom}	33486.2	mm ²	geometric cross-sectional area (not ideal)
Shear areas	A_y	18830.5	mm ²	
	A_z	7198.4	mm ²	
Centroid position	$y_{c,0}$	430.0	mm	relative to zero point
	$z_{c,0}$	-183.0	mm	
Moments of inertia	I_y	1.59E+09	mm ⁴	about centroidal axes y, z
	I_z	1.58E+09	mm ⁴	
Inclination of principal axes	α	0.00	°	clockwise
Polar moments of inertia	I_p	3.17E+09	mm ⁴	
	$I_{p,M}$	3.19E+09	mm ⁴	about shear center M
Radius of gyration	i_y	217.8	mm	relative to centroid C
	i_z	217.1	mm	
Polar radii of gyration	i_p	307.5	mm	
	$r_{p,M}$	308.5	mm	about shear center M
Warping radius of gyration	$i_{w,M}$	54.3	mm	
Cross-section weight	G	257.7	kg/m	
Cross-section perimeter	U	4431.7	mm	Incl. inner side of cells
Cross-section outer perimeter	U_o	2532.6	mm	
Cross-section inner perimeter	U_i	1899.2	mm	
Torsional constant	I_t	1.25E+09	mm ⁴	calculated analytically
Torsional constant St. Ven.	$I_{t,St.Ven.}$	4154440.8	mm ⁴	
Torsional constant, Bredt portion	$I_{t,Bredt}$	1.24E+09	mm ⁴	
Secondary torsional constant	$I_{t,s}$	4.03E+08	mm ⁴	
Location of the shear center	$y_{M,0}$	430.0	mm	relative to zero point
	$z_{M,0}$	-158.1	mm	
	y_M	0.0	mm	relative to centroid C
	z_M	24.9	mm	
Warping constants	$I_{w,C}$	1.0E+13	mm ⁶	relative to centroid C
	$I_{w,M}$	9.39E+12	mm ⁶	about shear center M
Auxiliary value for warp rotation	$r_{w,M}$	0.000		
Section moduli	$W_{y,193.0}$	8230408.8	mm ³	in distance 193.0 mm
	$W_{y,327.0}$	-4.86E+06	mm ³	in distance -327.0 mm
	$W_{y,430.0}$	3669643.9	mm ³	in distance 430.0 mm
	$W_{y,430.0}$	-3.67E+06	mm ³	in distance -430.0 mm
Warping section moduli	$W_{w,M,min}$	2.46E+08	mm ⁴	in node 7
	$W_{w,M,max}$	-2.46E+08	mm ⁴	in node 8
Torsional section modulus	W_t	3701487.9	mm ³	
Stability parameters	r_{ts}	-15.9	mm	
	$r_{M,y}$	-65.1	mm	
Reduction factor	$\chi_{M,y}$	0.0	1/mm	
Max. plastic bending moments	$M_{pl,y,d}$	3202.843	kNm	
	$M_{pl,z,d}$	3285.181	kNm	
Max. plastic section moduli	$W_{pl,y}$	6139322.3	mm ³	$\alpha_{pl,y} = 1.26$
	$W_{pl,z}$	6237511.2	mm ³	$\alpha_{pl,z} = 1.70$
Plastic shear areas	$A_{pl,y}$	45174.3	mm ²	
	$A_{pl,z}$	7960.0	mm ²	
Position of area bisecting axes	$r_{p,y}$	430.1	mm	relative to zero point
	$r_{p,z}$	-7.6	mm	
Plastic shear forces	$V_{pl,y,d}$	9258.89	kN	
	$V_{pl,z,d}$	1631.48	kN	
Plastic axial force	$N_{pl,d}$	18112.67	kN	
Buckling curves	BC _{pl,y}	c		user-defined
	BC _{pl,z}	c		